

# ARMIERTER BETON.

1916. September.

## INHALT

Die Ufermauer am Hochofenwerk Lübeck. Von C. Busemann (Lübeck). S. 209.

Neues von den Eisenbetonschleudermasten. Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden. S. 214.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von

Dr. Ing. Ernst Suter, Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt (Fortsetzung aus dem Juliheft S. 181). S. 219.

Unrichtigkeit der Ansichten über Nichtmitwirkung des  
Zugbetons. Von Dipl.-Ing. M. Havelka in Davos. S. 226.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr. - Ing.  
R. Schober (Dresden). S. 230.

## DIE UFERMAUER AM HOCHOFENWERK LÜBECK.

Von C. Busemann (Lübeck).

Im Jahre 1915 wurde eine Ufermauer am Hochofenwerk in Lübeck aus Eisenbeton fertiggestellt, die infolge des dort in Bewegung geratenen Tonbodens besonderer Erwähnung verdient.

Als im Jahre 1904 das Hochofenwerk in Herren-  
wiek an der Trave gegründet wurde, da war die  
reizend gelegene Herrenwieker  
Bucht, die nach der Überliefe-  
rung früher teilweise als Liege-  
platz der stolzen Hansaflotte  
gedient haben soll, durch  
Dämme in der Richtung ab und  
cd eben vorher geschlossen und  
bis etwa + 1,0 N. N. mit  
Schlamm aufgefüllt.

Wie aus dem Lageplan Fig. 1 vom Jahre 1900 hervorgeht, ging vor Herstellung des Schlutuper Durchstiches im Jahre 1884 der Traveauf an den Herrenwieker Häuschen entlang.

Da die alte Travenrinne unterhalb Lübeck überall 12 bis 16 m tief unter N. N. eingeschnitten ist, so liegt auch der feste Boden in der Herrenwieker Bucht 12 bis 16 m tief (siehe die Zahlen in Fig. 1, welche die Lage des festen Bodens bezogen auf N. N. angeben), so daß die Schlammschicht hierüber im Jahre 1904/13 bis 17 m stark war.

Als sich nun das Hochofenwerk auf dem 10 bis 17 m über N.N. ansteigenden hohen Ufer an der Nordwestseite der Bucht ansiedelte und hier für sich einen Hafen verlangte, da mußte die Schlammschicht erst wieder durch eine Dammschüttung in der Richtung ef und gh eingefäßt werden. Dieser aus Sand bestehende Dammboden

wurde aus einem Einschnitt für den Gleisanschluß nach dem Hochofenwerk gewonnen und mit Lokomotivbetrieb vorgetrieben. Der Damm ef, der oberhalb N. N. nur eine Querschnittsfläche von 24 qm hat, verschluckte auf den laufenden Meter rund 300 cbm Boden und nahm über Nacht

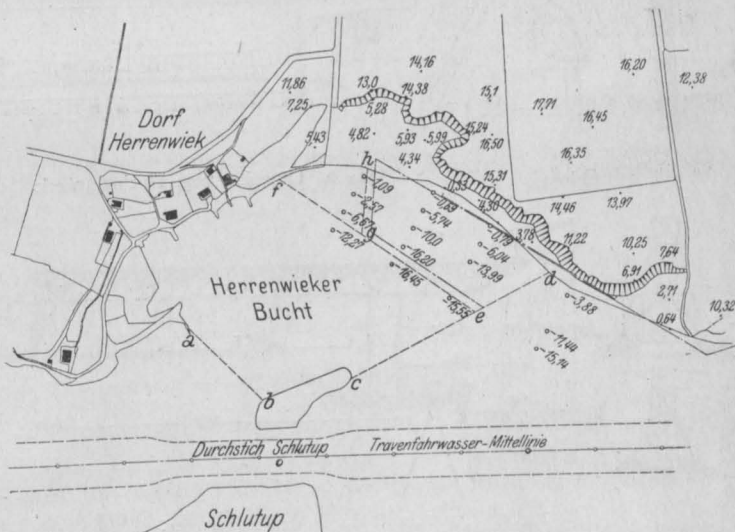


Fig 1. Lageplan vom Jahre 1900.

— . — . — Hafengrenze für das Hochofenwerk.

==:== spätere Ufermauer 300 m lang.

Die Zahlen auf dem Land ergeben die Geländehöhen über N.N., die negativen Zahlen die Lage des festen Bodens unter N.N. an.

manchen Schienenstoß auf Nimmerwiedersehen  
mit nach unten.

Das Hochofenwerk planierte das wellige, aus Sand und darunter Geschiebemergel bestehende, Gelände auf +13,50 N.N. ein und schüttete den überflüssigen Boden teilweise zur Begradigung der Ufergrenze vor der alten Böschung nach der

Wiek zu. Unten wurde der Hafen durch eine mit der Oberkante auf  $+2,25$  m N.N. gelegte Ufermauer eingefast (siehe Fig. 2, den jetzigen Zustand darstellend). Die Ufermauer wurde so gelegt, daß die Pfähle und Spundwand überall noch in dem gewachsenen Boden zu stehen kamen.

Ufermauer und der neuesten Förderbrücke zeigt Fig. 3. Die ersten 4 Förderbrücken sind anderer Art, wie aus den weiteren Figuren ersichtlich.

Die Hafensohle sollte für 7 m Wassertiefe auf  $-7,20$  N.N. gelegt werden, unter Belassung einer Böschung vor der Spundwand.

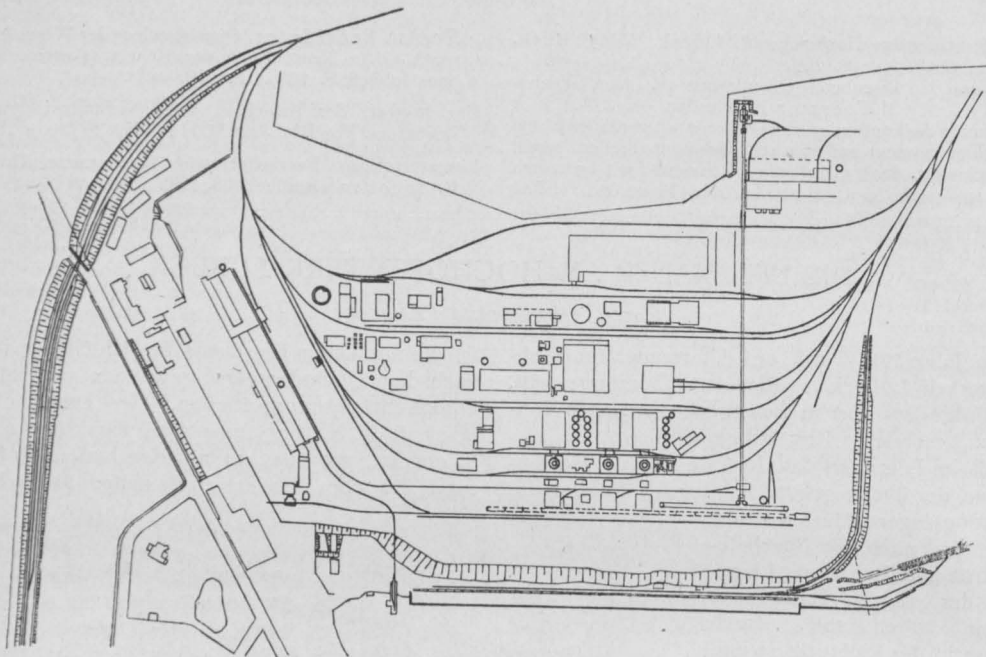


Fig. 2. Lageplan vom Hochofenwerk.

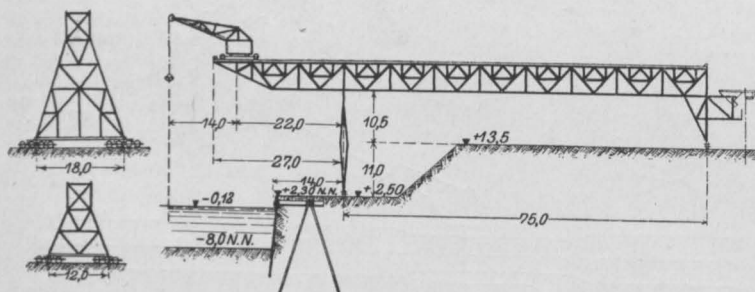


Fig. 3. Querschnitt durch den Lagerplatz.

Hinter der Ufermauer befand sich eine 8 m breite Berme auf  $+2,25$  und von hier stieg das Ufer steil bis auf die Hüttensohle  $+13,50$  N.N. an.

Da das Gelände am Hafen entlang in 75 m Breite und 300 m Länge als Lagerplatz für Kohle und Erz gedacht war, wurden 4 fahrbare Förderbrücken mit Laufkränen für 5 t Tragkraft aufgestellt. Die Förderbrücken liefen 6,75 m vom Ufer mit einem hohen Fuß auf einer für sich gegründeten Kranbahn in  $+2,50$  m Höhe und hinten mit einem niedrigen Fuß auf der Hüttensohle. Einen Querschnitt durch das Gelände mit der neuen

Einen Uferquerschnitt aus damaliger Zeit zeigt Fig. 4.

Wie der Fachmann ohne weiteres sieht, war alles darauf zugeschnitten, die Ufermauer so billig als möglich zu gestalten.

So sollte vor der Spundwand eine Böschung stehen bleiben und war hinter der Mauer mit einem äußerst günstigen Böschungswinkel für den festen Geschiebemergel gerechnet.

Auch hatte man sich die Eigentümlichkeit der Rebhanschen Erddrucktheorie zunutze gemacht, welche besagt, daß die Gestaltung und Belastung des Bodens hinter der Gleitenebene ohne Einfluß auf die Größe des Erddrucks ist.

Wollte man diese günstigen Annahmen gelten lassen, so war theoretisch nicht viel gegen die Uferereinfassung zu sagen.

Die Natur zeigte aber sehr bald in schonungsloser Weise, wo man in den Annahmen geirrt hatte.

Als im Winter 1906–7 der Hafen 7 m tief ausgebagert wurde und die Stürme mit dem

üblichen Hoch- und Niedrigwasser kamen, da wurde die im Sommer 1906 gebaute Mauer unruhig. Nur an den Enden und auf der Strecke zwischen Kranpfeiler 23 bis 29, siehe Fig. 5, welche eine Aufnahme vom Dezember 1913 mit der eingezeichneten neuen Uferlinie darstellt, blieb die Mauer stehen, an den anderen Stellen wich sie aus. An den Enden blieb die Mauer deshalb stehen, weil infolge ungenügender Querabschlüsse hier eine genügend breite Erdböschung vor der Mauer belassen war und zwischen Kranpfeiler 23 bis 29 stand der feste Geschiebemergel am weitesten vor, sodaß hier die Ufermauer vollständig in den festen Mergel eingeschnitten war.

je 1 Druckpfahl und 2 Zugpfähle. Der mittlere und hintere Bock sollte mehr die Aufgabe einer Verankerung des Vorderbockes erfüllen, weshalb die Pfeiler oben und unten in der Längsrichtung mit starken Eisen armiert sind.

Die Lage der Pfeiler ist aus Fig. 5 zu ersehen, die Stellung der Böcke aus Fig. 6, welche den jetzigen Uferquerschnitt darstellt. Zur Fig. 5 ist zu bemerken, daß die Kranbahn infolge der Verlängerung der Lagerfläche und Vermehrung der

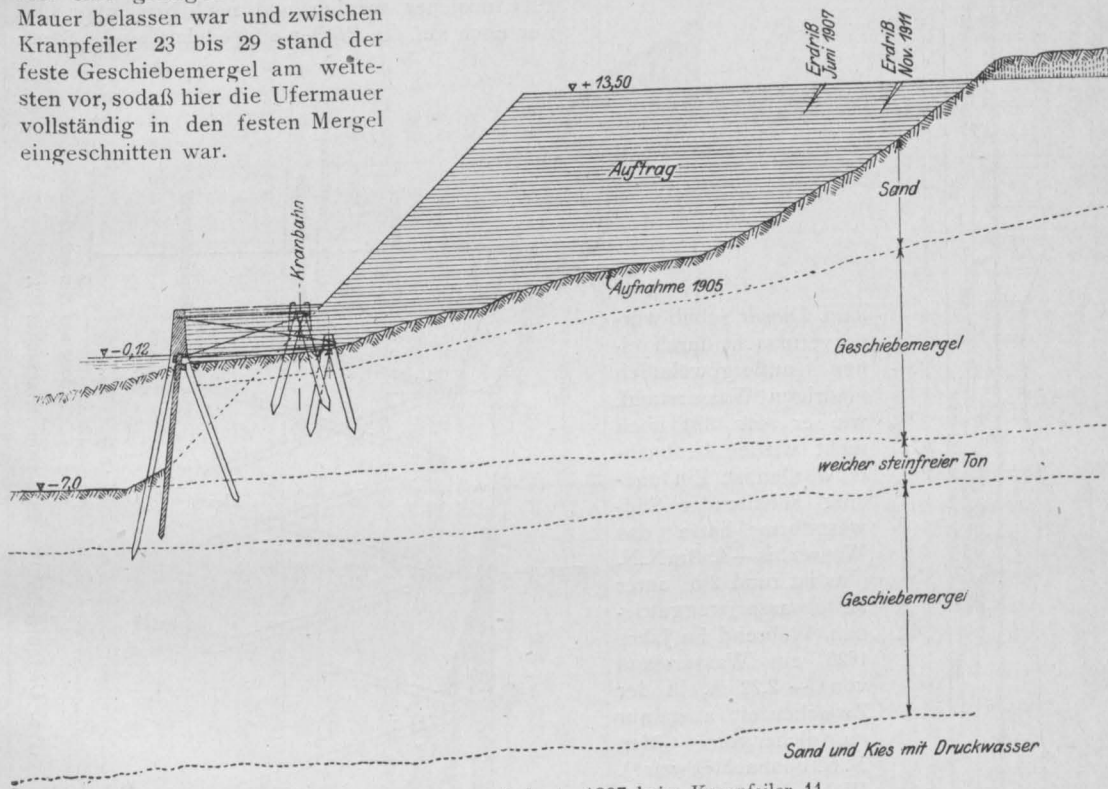


Fig. 4. Uferquerschnitt in 1907 beim Kranpfeiler 11.

Da auch die erste Kranbahn in Mitleiden-schaft gezogen wurde und die ersten 4 Förderbrücken keine Pendelstützen hatten, so mußten sofort Anstalten zur Sicherung der Kräne getroffen werden.

Zu diesem Zwecke wurde nach Vorschlag des Herrn Oberbaudirektor Dr.-Ing. Rehder sofort das vorgeschüttete hohe Ufer zurückverlegt und hinter der Kranbahn in Abständen von 9 m Pfeiler senkrecht zur Böschung eingebaut. Diese Kranpfeiler haben meist 12, stellenweise, wo das Ufer noch sehr fest war, 8 m Länge und 1,6 m Breite bekommen. Dieselben wurden bei 8 m Länge auf 2, bei 12 m Länge auf drei Pfahlböcken fundiert. Der vordere Pfahlbock, auf welchem das stark belastete Krangleis ruht, erhielt 2 Zug- und 2 Druckpfähle, der mittlere und hintere Pfahlbock

Förderbrücken in gleicher Ausführung um etwa 90 m verlängert wurde. Entsprechend ist auch die neue Ufermauer etwa 90 m länger als die ursprüngliche von 300 m Länge.

Über den vordersten Bock dieser Kranpfeiler wurde ein aus 2 Differdinger I-Eisen Profil 75 gebildeter Längsträger verlegt, welcher oben die Kranschiene trägt.

Hierdurch war zunächst der Lös- und Ladebetrieb sichergestellt und es folgte nun eine Zeit der Beobachtung, Untersuchung und Begutachtung.

Aus der Fülle der Messungen sei in Tabelle 1 die Bewegung der Mauer wiedergegeben, von der Herstellung bis zum 9. November 1913.

Die Bewegungen haben sich ziemlich gleichmäßig und allmählich vollzogen, bis am 6. No-

vember 1911 auf einmal ein Schub von bis zu 4 m an der schlimmsten Stelle (Pfeiler 11 und 13)

konnte bei einer Drehung um die Spundbohlenspitze theoretisch rund 10 cm betragen. Tatsächlich ist auch die Mauer überall stark nach vorne übergeneigt (gemessen ist bei Pfeiler Nr. 11 bis 1,5 m, bei Pfeiler Nr. 31 bis 2,80 m), woraus folgt, daß sich der Boden unter der Hafensohle bedeutend weniger und teilweise garnicht vorgeschoben hat.

Nach November 1911 mußte die Mauer wegen des Überhängens im oberen Teile allmählich abgebrochen werden, weshalb die Messungen seit 1911 unsicher werden und nach November 1913 nur noch auf die Pfeiler ausgedehnt sind. Sämt-

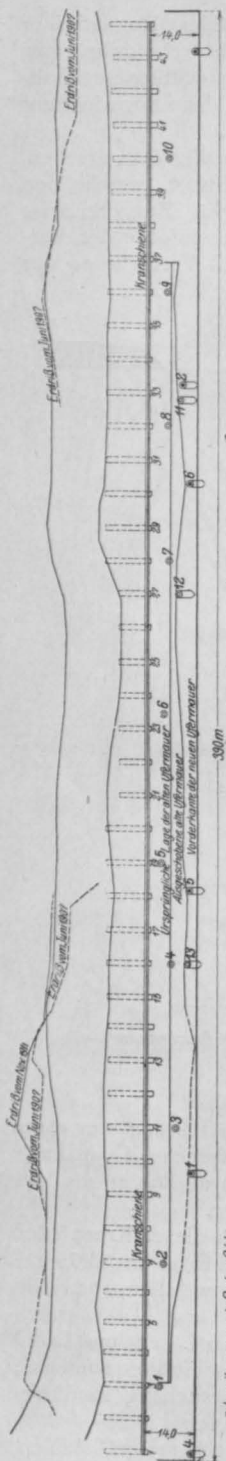




Tabelle 1.

## Gesamtbewegung in cm der alten Ufermauer in der Nähe von Kranpfeiler:

		3	5	7	9	11	13	16	18	20	23	25	27	29	31	33	35	37
Von November 1906 (erste Einmessung) bis Februar 1907	horizontal:	17	14	15	18	28	36	31	8	6	15	13	9	7	11	25	24	13
	vertikal:	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1	0	-0,2	0	+0,1	+0,2	+0,2	+0,1	+0,2	+0,2	0	0	+0,2
Juni 1907 (erste Erdrisse oben im Lagerplatz)	horizontal:	23	20	23	40	75	110	119	74	16	21	17	12	32	60	83	116	42
	vertikal:	-0,7	+0,8	+1,6	+3,4	+0,6	-2,2	-2,8	+2,2	+0,9	+0,5	+0,3	+0,7	+2,5	-1,0	-2,4	-2,5	-1,8
April 1908	horizontal:	?	45	51	55	105	139	149	108	40	36	28	26	155	279	226	197	77
	vertikal:	?	+0,44	+5,8	+5,4	-1,0	-7,6	-8,7	-1,8	+1,9	0	+0,1	+2,2	-3,5	-35,4	-22,6	-14,8	+3,2
April 1909	horizontal:	?	58	94	76	117	142	159	234	140	221	114	60	185	306	237	198	90
	vertikal:	?	+6,8	+11,4	+8,6	-1,6	-10,4	-19,1	-34,9	+0,8	-30,7	-10,8	-4,2	-9,9	-42,1	-24,2	-15,3	-4,4
Januar 1911	horizontal:	?	63	119	93	139	159	166	357	309	343	196	108	219	335	243	197	76
	vertikal:	?	+7,0	+13,6	+10,6	-5,0	-19,6	-23,0	-72,6	-26,1	-55,0	-27,2	+5,1	-18,4	-48,8	-24,8	-15,4	-2,4
November 1911	horizontal:	?	78	230	382	etwa 500	566	345	561	407	386	235	131	246	363	252	182	77
	vertikal:	?	+8,8	+16,8	-3,4	?	-140,1	-62,8	-135,6	-52,9	-65,4	-36,1	+6,7	-27,1	-55,4	-27,0	-15,5	-4,5
November 1913	horizontal:	55	78	360	475	525	725	425	561	410	385	270	245	375	385	265	182	95
	vertikal:	-5,5	+10															

Oberkante Mauer teilweise abgebrochen und unzuverlässig.  
Tabelle 2.

## Gesamtbewegung in cm der Kranpfeiler Nummer:

		3	5	7	9	11	13	16	18	20	23	25	27	29	31	33	35	37
VonderHerstellung (Herbst 1907) bis April 1908	horizontal:	5,2	5,3	5,0	7,3	9,1	6,6	2,3	2,1	0,9	noch nicht gebaut			erste Einmessung				
	vertikal:	-0,6	-1,8	-1,4	-1,4	-3,5	0,0	-0,7	-0,5	-0,3								
April 1909	horizontal:	6,6	5,9	6,1	8,7	10,6	7,0	4,7	7,2	2,8	0,2	0,1	0,4	0,5	0,3	5,1	0,1	0,6
	vertikal:	-1,1	-2,5	-2,5	-1,9	-4,5	-0,6	-1,4	-2,7	-0,7	0	0	0	-0,3	-0,7	-0,4	-0,4	-0,5
Januar 1911	horizontal:	10,4	9,3	9,9	15,1	21,3	19,6	11,5	13,9	5,0	2,6	1,8	1,6	2,8	2,2	7,2	2,0	1,2
	vertikal:	-1,7	-3,6	-3,5	-3,0	?	?	-1,4	?	-0,1	-1,3	-0,5	-0,7	-0,6	-1,1	-1,0	-1,0	-0,9
November 1911	horizontal:	17,2	21,2	35,7	99,7	172,7	191,2	112,1	45,5	7,1	2,8	2,0	1,8	2,6	1,4	7,6	2,6	1,8
	vertikal:	-2,7	-6,4	-12,1	-16,0	?	?	-8,7	-13,0	-0,3	-1,5	-0,7	-1,0	-0,6	-1,2	-0,8	-0,8	-0,7
November 1913	horizontal:	30,9	38,9	60,0	131,8	202,9	217,2	130,5	58,1	10,7	3,9	3,1	2,8	3,8	3,1	8,6	3,7	3,0
	vertikal:	-3,6	-8,7	-16,8	-23,2	-26,9	-20,8	11,7	-17,5	-0,8	-1,7	-0,3	-0,3	-0,6	-0,8	-0,8	-0,7	-0,5
September 1914	horizontal:	34,4	43,7	64,8	136,5	207,5	221,1	133,8	61,4	12,5	4,3	3,1	3,0	3,9	3,1	8,9	3,9	3,1
	vertikal:	-4,1	-9,6	-18,3	-24,0	-27,7	-21,3	-12,7	-18,7	-0,8	-2,0	-0,3	-0,9	-1,3	-1,2	-1,1	-1,0	-1,1
Februar 1915	horizontal:	40,5	53,1	73,2	140,5	209,6	222,1	134,6	62,4	12,5	4,3	3,1	3,0	4,0	3,1	8,9	3,9	3,1
	vertikal:	-4,1	-10,8	-19,5	-25,0	-28,3	-21,3	-12,7	-18,7	-0,8	-2,0	-0,4	-0,9	-1,3	-1,2	-1,1	-1,1	-1,1
28. Mai 1915	horizontal:	42,6	57,3	79,5	151,1	222,3	234,1	143,5	68,3	13,1	4,3	3,1	3,0	4,0	3,1	8,9	3,9	3,1
	vertikal:	-4,4	-11,6	-20,9	-27,0	-31,3	-21,9	-13,7	-20,0	-0,8	-2,0	-0,4	-0,9	-1,3	-1,2	-1,1	-1,1	-1,1

Pfeiler über dem mittleren Bock einen Querriss von etwa 5 mm Breite, im übrigen waren nachteilige Folgen an denselben nicht zu bemerken. Der Betrieb der Förderkräne wurde deshalb dadurch aufrechterhalten, daß 8 m lange I-Eisen N. P. 40 quer zur Kranbahn auf die Kranpfeiler gelegt und bis zur Oberkante einbetoniert wurden, auf welchen dann die Kranbahnlängsträger verschoben und nach Bedarf neu ausgerichtet werden konnten.

Das Niedrigwasser vom Jahre 1911 hatte aber gezeigt, daß man sich auf die Dauer nicht auf die Kranpfeiler verlassen konnte. Die Ufermauer war während der Zeit des Bestehens der Kranpfeiler (vergl. Tabelle 1 und 2) stellenweise um etwa 2 bis 3 m mehr vorgerückt als die Pfeiler. Infolgedessen mußte der Boden vor den Pfeilern sich bedeutend gelockert haben und — wie die Verschiebung vom 6. November zeigte — rutschte das hintere Erdrück nicht zwischen den Pfeilern hindurch, sondern nahm diese mit, wie es bei festem Tonboden auch wohl nicht anders zu erwarten war.

Infolgedessen sah sich die Werksleitung veranlaßt, die ersten 4 Förderbrücken nach dem Wasser zu zu verlängern und die lange Stütze durch Einbau eines oberen Gelenks zu einer Pendelstütze umzubauen. Gleichzeitig wurden auch die Untersuchungen beschleunigt. Dieselben bestanden in der Hauptsache in dem Suchen nach einer Gleitschicht durch Abbohrung des ganzen Gebietes sowie im Schlagen von Probepfählen zur Beurteilung der Möglichkeit des Abrammens mit bis zu 22 m langen Pfählen.

Bei diesen Untersuchungen, die in der Hauptsache nach Angaben des Herrn Oberbaudirektor Dr.-Ing. Rehder gemacht wurden, nahm man zur Beurteilung der Bodenverhältnisse den erfahrenen Lübecker Geologen Professor Dr. P. Friedrich mit zu Rate und dieser fand nun, daß in dem dort anstehenden Geschiebemergel eine weiche steinfreie Tonschicht eingebettet ist.

Der Geschiebemergel wird dort von einer wechselnd starken Sandschicht überlagert und trat früher an dem Steilufer stellenweise zutage. Derselbe reicht 20 bis 25 m unter N. N. hinunter und wird von einer Wasser führenden Sandschicht unterlagert. In diesem Geschiebemergel sind nun weichere steinfreie Tonschichten erbahrt worden, und zwar scheint eine Schicht mit ziem-

lich horizontaler Lagerung ganz durchzugehen. Diese Schicht liegt mit der oberen Fläche auf — 3,8 bis — 6,3 m N. N. und mit der unteren auf — 7,2 bis — 10,2 m N. N. und verläuft quer zur Ufermauer ziemlich horizontal. Eine zweite steinfreie Tonschicht ist nur stellenweise in einer Tiefe von — 16 bis — 20 in einer Mächtigkeit von 1,4 bis 4,5 m erbahrt.

Herr Oberbaudirektor Dr.-Ing. Rehder kommt nun in seinem ausführlichen Gutachten vom Mai 1914, dem obige Daten entnommen sind, zu dem Schlusse, daß das Ufer bis zur unteren Kante der steinfreien Tonschicht (also bis — 10,2 m N. N.) in Bewegung geraten ist, als die erste Ufermauer sich zu schwach erwies, um die durch die Abaggerung beseitigte Stütze zu ersetzen. Daß die Ufermauer bei dieser Sachlage so große Bewegungen machen konnte, ist nicht weiter verwunderlich, weil kaum ein Teil dieser Konstruktion bis unter — 10,2 hinunter ragt. Daß aber auch die Pfeiler teilweise so große Verschiebungen machen konnten, ohne in ihrem Zusammenhang wesentlich zerstört zu werden, führt Rehder darauf zurück, daß bei diesen die Pfähle wahrscheinlich auch nicht wesentlich tiefer reichen als die Unterkante der weichen steinfreien Tonschicht, sei es, daß die Pfähle bei der Ausführung nicht die vorgeschriebene Tiefe erlangt haben, oder daß die weiche Schicht hier etwas tiefer liegt. Daß der Boden bis in die an einigen Stellen gefundenen tieferen steinfreien Tonschichten in Bewegung geraten sein soll, hält Rehder für ausgeschlossen, weil diese Schichten nicht durchgehen und weil die davor lagernde mächtige Mergel- und Tonschicht unterhalb der Hafensohle ungestört geblieben ist.

Da nun bei den gleichzeitig vorgenommenen Proberammungen sich der Boden bis zur großen Tiefe hin als rammfähig erwies, so empfiehlt Rehder als die beste Lösung, das Ufer zu halten, eine neue kräftige Ufermauer, deren Spundwand und Pfähle einige Meter tiefer reichen als die Unterkante der oberen steinfreien Tonschicht, mit der Spitze aber mit Sicherheit über der bei — 19 bis 25 liegenden artesischen Wasser führenden Sand- und Kiesschicht bleiben. Rehder gibt dann noch einige Entwürfe für die Ausführung an, die zu erwähnen hier — weil sie nicht zur Ausführung gekommen sind — zu weit führen würde.

(Fortsetzung folgt.)

## NEUES VON DEN EISENBETON-SCHLEUDERMASTEN.

*Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden.*

Die Erfahrung, daß alles wirklich Gute und wirtschaftlich Wertvolle sich allgemein in der baulichen Praxis einführt, hat sich auch bei den in früheren Jahrgängen dieser Zeit-

schrift\*) mehrfach beschriebenen Eisenbeton-Schleudermasten im Laufe der Zeit bestätigt. An

Vergl. u. a. A. B. 1909 S. 89; 1910 S. 340; 1912 S. 20; 1913 S. 27; 1914 S. 144 und 1915 S. 211.

den verschiedensten Verwendungsstellen im Eisenbahn- und Straßenbau, bei der Errichtung privater und staatlicher elektrischer Zentralen und ihrer Leitungsnetze, im Telegraphen- und Fernsprechbetriebe, in industriellen wie städtischen Gemeinwesen für Licht- und Kraftübertragung, im besonderen auch für Prunkbauten des Städtebaues haben die Schleudermasten die ihnen gebührende Beachtung und Verwendung gefunden und sich überall aufs beste bewährt. In vielen unserer deutschen Städte erfreuen sie durch die von hervorragenden Baukünstlern ihnen zuteil gewordene architektonische Formgebung sowie durch das hervorragend schöne Kunststeinmaterial, aus dem sie hergestellt werden, das Auge des Beschauers und bilden hier einen hochwillkommenen Ersatz für die wenig monumentalen Ausbildungen in Eisen mit ihren, meist diesem Baustoffe nicht angepaßten Schmuckformen, oder für die im Städtebilde so wenig erfreulichen, rohen Holzmasten. Dies gilt heut in gleicher Weise für einfachere Straßenbeleuchtungskandelaber wie für hochragende Prunkmasten auf Plätzen und in öffentlichen Schmuckanlagen.

Entsprechende Beispiele aus neuester Zeit zeigen die Figuren 1—5: Fig. 1 eine Ausführung aus Großenhain mit unter einem Metallschirm hängenden Lampen (Entwurf von Baurat Schleinitz-Dresden), Fig. 2 einen ähnlichen, aber höheren Mast vor dem Bahnhofsgebäude in Zeitz, Fig. 3 einen zweiarmligen Prunkmast in Aue (Entwurf Baurat Gräbner-Dresden), Fig. 4 eine ähnliche Bauart nur mit breiter ausgebildetem Sockel in Hainichen, Fig. 5 eine drei- und endlich Fig. 6 eine vierarmige Ausführung in Brand-Erbisdorf bei Freiberg i. Sa. bzw. in Zeitz. Allen diesen Masten kommt neben den hervorragenden statischen und Materialeigenschaften und ihrem künstlerischen Werte zugute, daß ihr hoher Sockel und Schaft in organischer Weise die

Einführung von Lichtleitungen und durch Einfügung vollkommen unauffälliger Türen im Mastfuß deren Kontrolle und Bedienung in einfachster Weise ermöglichen. Während die Masten ausschließlich nach dem allseitig bewährten und bekannten Schleuderverfahren als Eisenbetonkörper



Fig. 1.

Kandelaber in Großenhain  
(Sachsen).

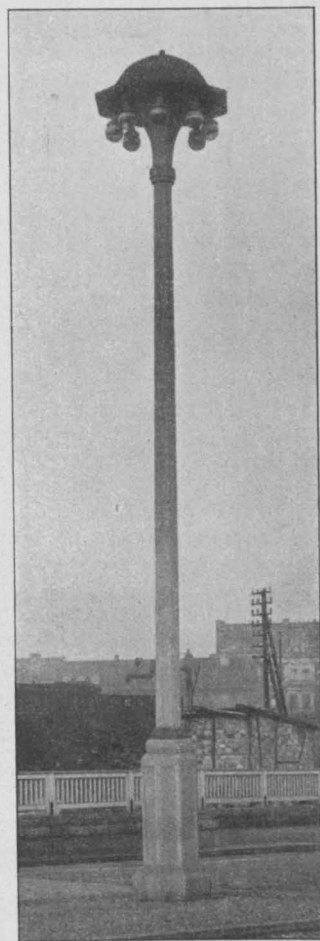


Fig. 2.

Lichtmast vor dem Bahnhofsgebäude in Zeitz (Prov. Sachsen).

mit Rundeiseneinlagen hergestellt werden, wird der Sockel in der Regel aus einzelnen, aus Stampfbeton gewonnenen Teilen — vergl. Fig. 7 — zusammengefügt, die manchmal mit Vorsatzbeton versehen — meist aber aus einheitlichem Material hergestellt — eine steinmetzgemäße Bearbeitung von Hand aus erhalten. Das gleiche gilt in der Regel auch von den auf die Mastspitze übergeschobenen und hier befestigten Kragarmen für die Aufhängung der Lichtkörper.

Eine ganz neue Bauart stellen die Zwillingss-

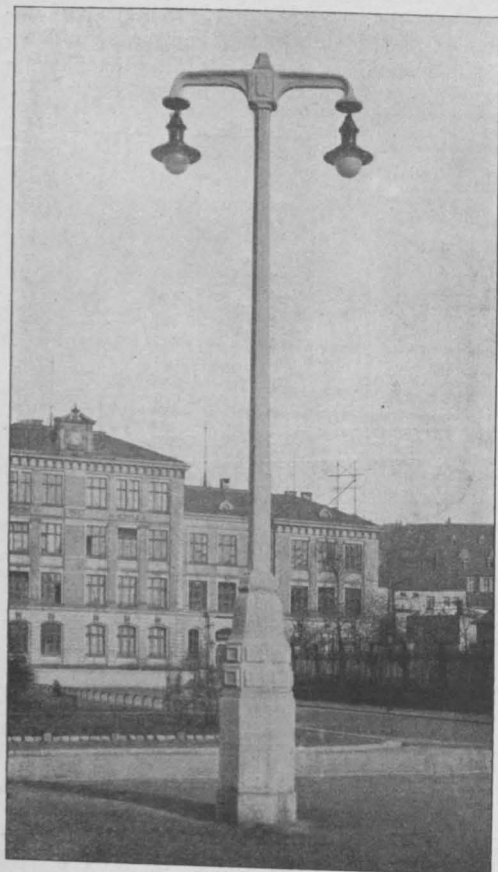


Fig. 3.  
Prunkmast in Aue (Sachsen).



Fig. 4. Prunkmast in Hainichen (Sachsen).

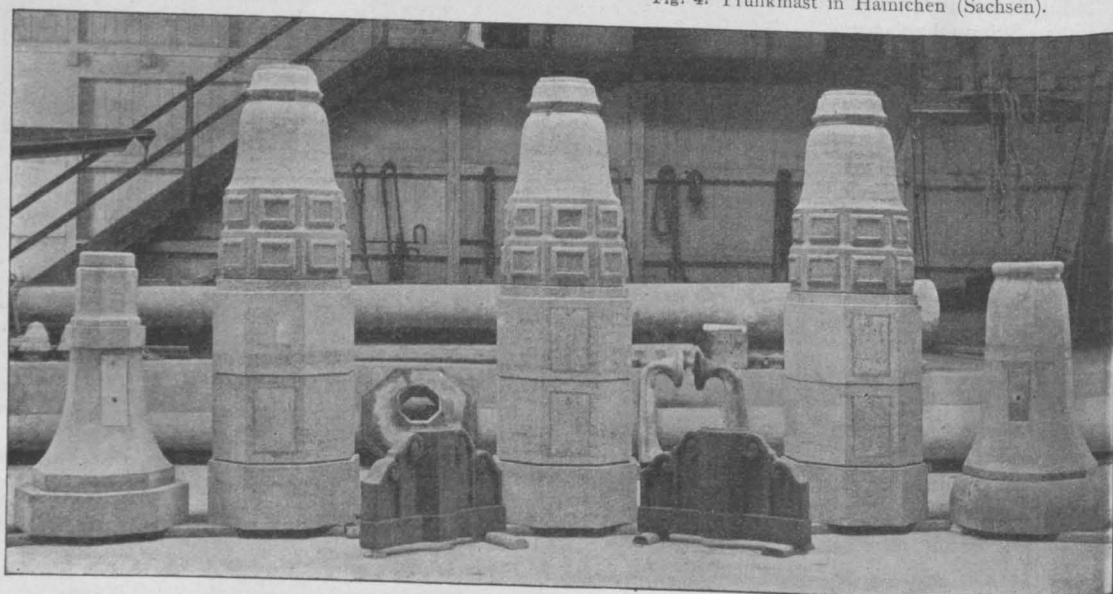


Fig. 7. Zusammenfügung der Sockel usw.



masten dar, wie sie in neuester Zeit, im besonderen im Eisenbahnbau und für Überlandzentralen, alsdann Anwendung gefunden haben, wenn mit großer Masthöhe — 8 bis 12,0 m — sich unter einem Winkel zusammenlaufende Spitzenzüge

tischen Gründen erwünscht ist, um sie zu einem einheitlichen Baukörper einwandfrei zusammenzufassen, ist der Betonquerschnitt nach Art eines Hufeisens verstärkt ausgebildet. Zur Verbindung beider getrennter Maste dienen unwandelbar mit ihnen verschraubte eiserne Zwischenstücke, die aus Gußmaterial oder, wie Fig. 8 erkennen läßt, in der

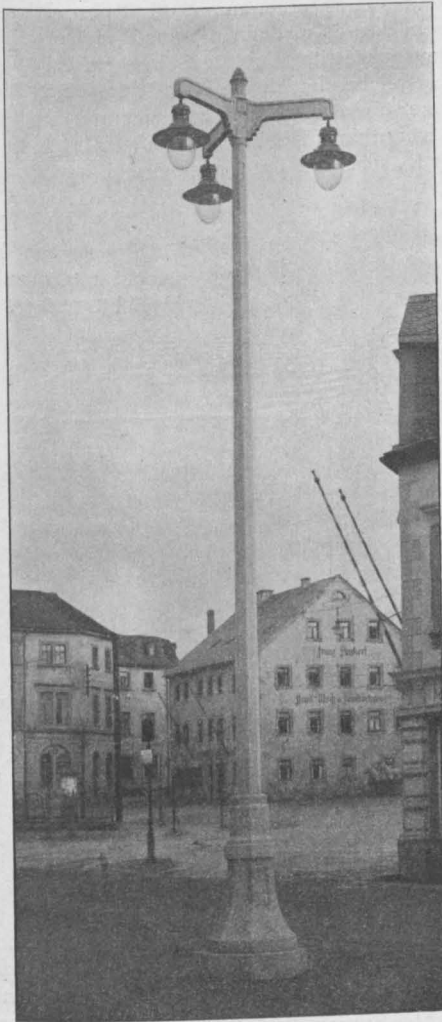


Fig. 5.

Prunkmast in Brand-Erbisdorf  
bei Freiberg (Sachsen).

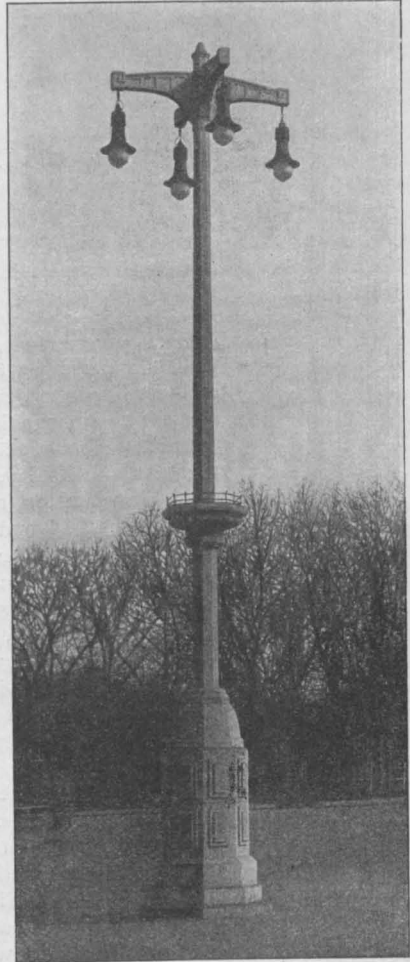


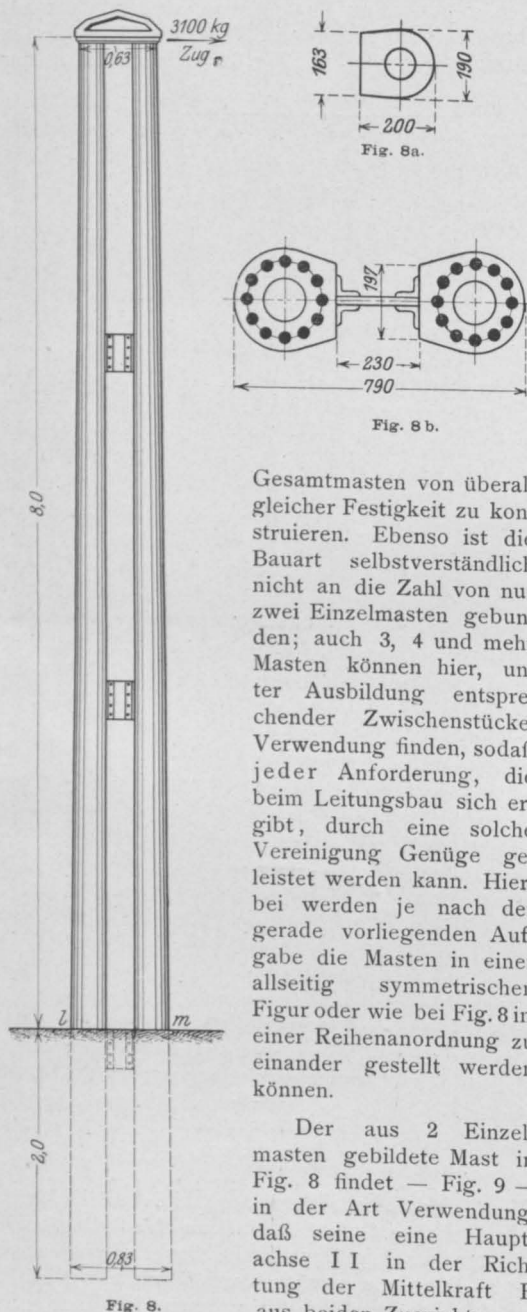
Fig. 6.

Prunkmast in Zeitz  
(Prov. Sachsen).

von hoher Zugkraft — 3000 kg und mehr — verbinden. Die alsdann ausgeführte, hochwirtschaftliche Querschnittsform ist aus Fig. 8, ihre statische Beanspruchung aus Fig. 9 zu ersehen. Der Querschnitt der einzelnen Schleudermasten lehnt sich an die Normalform — die Ringform an; ihr entsprechend sind auch die Eiseneinlagen in einer Kreislinie angeordnet, und nur an den Innenseiten, an denen hin und wieder eine Vereinigung beider getrennter Masten aus sta-

Form eines Blechbalkens ausgebildet sind. Durch ein ähnliches Gußstück sind an der Spitze beide Masten vereinigt, wodurch hier zugleich einen architektonisch erwünschter Abschluß gebildet wird. Naturgemäß hat man es in der Hand, die Zwischenstücke verschieden lang zu gestalten und mit ihrer Hilfe beiden Einzelmasten unten einen weiteren Abstand als oben zu geben, d. h. das Trägheitsmoment in der einen Hauptachse entsprechend dem zugehörenden, durch den Spitzen-

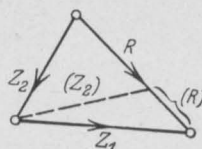
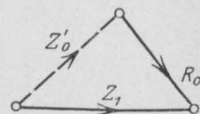
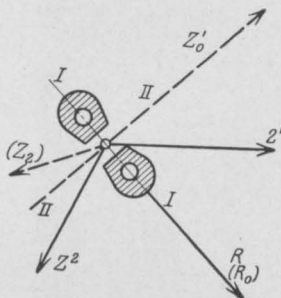
zug bedingten und nach dem Fußende des Mastes sich vergrößernden Biegemoment genau anzupassen und somit u. U. — in einer Richtung —



Gesamtmasten von überall gleicher Festigkeit zu konstruieren. Ebenso ist die Bauart selbstverständlich nicht an die Zahl von nur zwei Einzelmasten gebunden; auch 3, 4 und mehr Masten können hier, unter Ausbildung entsprechender Zwischenstücke, Verwendung finden, sodaß jeder Anforderung, die beim Leitungsbau sich ergibt, durch eine solche Vereinigung Genüge geleistet werden kann. Hierbei werden je nach der gerade vorliegenden Aufgabe die Masten in einer allseitig symmetrischen Figur oder wie bei Fig. 8 in einer Reihenordnung zu einander gestellt werden können.

Der aus 2 Einzelmasten gebildete Mast in Fig. 8 findet — Fig. 9 — in der Art Verwendung, daß seine eine Hauptachse II in der Richtung der Mittelkraft R aus beiden Zugrichtungen

$Z_2$  und  $Z_1$  (Fig. 9b) zu liegen kommt, für die Biegebungsbeanspruchung durch R also Achse II II mit ihrem Trägheitsmoment-Höchstwert wirksam ist. Sollte ferner die weniger stark belastete Leitung, z. B.  $Z_2$  reißen, also auf den Doppelmast nur der Leitungszug  $Z_1$  schiefwinklig einwirken, so ist das Trägheitsmoment für Achse I I so bemessen, daß es alsdann die aus  $Z_1$  sich ergebende, zu ihr senkrecht gerichtete Seitenkraft  $Z_0'$  (Fig. 9c) mit ausreichender, in der Regel fünffacher Sicherheit zu übertragen vermag, während durch die sich weiterhin in Richtung I I ausbildende Seitenkraft  $R_0$  so lange eine geringere Beanspruchung für die Achse II II bedingt ist, als  $Z_2$  in Fig. 9a von dieser nach unten zu abweicht. Lage, was



seltener eintreten wird, der Fall vor, daß in Fig. 9a ( $Z_2$ ) die punktierte Lage einnimmt und dem-

gemäß als Mittelkraft in 9b nur  $(R)$  auftritt, so müßte selbstverständlich der Mast nach  $R_0$  (aus Fig. 9c) bemessen werden. In einem solchen Falle wird es aber fraglich werden, ob überhaupt ein Doppelmast am Platze ist und an seiner Stelle nicht ein einfacher Mast ausreicht, der alsdann für  $Z_1$  allein zu berechnen ist. Im allgemeinen werden sich Doppelmasten nur bei hoher Spitzenzuglast, großer Höhe und einem Schnittwinkel der Leitung von etwa  $135^\circ$  oder weniger empfehlen. Als dann sind sie aber ganz besonders wertvoll, in wirtschaftlicher wie in statischer Hinsicht, und der Leitungsbau kann diese hervorragende Neuerung der Schleudermast-Werke, Dyckerhoff & Widmann zu Cossebaude bei Dresden nur mit besonderer Genugtuung begrüßen.

# BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN BALKENS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT AUF ELASTISCH DREHBAREN PFEILERN SOWIE BE- RECHNUNG DES MEHRFACHEN RAHMENS MIT GERADEM BALKEN NACH DER METHODE DER FIXPUNKTE.

Von Dr.-Ing. Ernst Suter,

Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt.

(Fortsetzung aus dem Juliheft S. 181.)

## Zweiter Teil.

**Berechnung des mehrfachen Rahmens mit horizontalem Balken, d. h. Berechnung des in keinem Punkte festgehaltenen kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern für beliebige Belastung des Balkens und der Pfeiler.**

Ist ein kontinuierlicher Balken auf elastisch drehbaren Pfeilern in keinem Punkte festgelagert oder festgehalten, so bildet er einen mehrfachen Rahmen mit geradem Balken, an welchem die Pfeilerköpfe durch irgendwelche äußeren oder inneren horizontalen Kräfte horizontale Verschiebungen erleiden, welche von der Größe jener Kräfte und von der Steifigkeit des Balkens, der Pfeiler und ihrer Einspannung abhängen; durch diese horizontalen Verschiebungen und die von ihnen bedingten Momente und inneren Kräfte unterscheidet sich der mehrfache Rahmen wesentlich von dem im „Ersten Teil“ behandelten, in einem oder mehreren Punkten festgehaltenen kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Stützen. Es ist deshalb angezeigt, zunächst festzustellen, welche Momente und inneren Kräfte am ganzen Balken und an allen Pfeilern infolge einer gegebenen horizontalen Verschiebung eines Pfeilerkopfes (z. B. infolge Temperaturänderung) und infolge einer in Balkenachse wirkenden Horizontalkraft entstehen; bevor wir auf den eigentlichen Gang der Berechnung des mehrfachen Rahmens näher eingehen, lösen wir daher im folgenden Kapitel diese zwei grundlegenden Aufgaben.

## VII.

**Ermittlung der Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke am mehrfachen Rahmen mit geradem Balken infolge beliebiger, ihrer Größe nach von vornherein bekannter horizontaler Verschiebungen der Pfeilerköpfe sowie infolge einer äußeren, in Balkenachse angreifenden Horizontalkraft  $H = 1^*$ ).**

**I. Ermittlung der Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke am mehrfachen Rahmen mit geradem Balken infolge beliebiger,**

\* Vergl. Dr.-Ing. Max Ritter: Der kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen, Schweiz. Bauzeitung, Band 57, Heft 4.

ihrer Größe nach von vornherein bekannter horizontaler Verschiebungen der Pfeilerköpfe.

Es sei vorausgesetzt, die einzelnen Pfeilerköpfe eines mehrfachen Rahmens mit geradem Balken führen gleichzeitig horizontale Verschiebungen von gegebener, sonst aber beliebiger Größe und Richtung durch irgendwelche Ursachen, beispielsweise durch Temperaturänderung, aus. Um die hierdurch am ganzen Balken und an allen Pfeilern erzeugten Momente und inneren Kräfte zu ermitteln, gehen wir folgendermaßen vor:

Wir behandeln jede einzelne Pfeilerkopfverschiebung getrennt (laut Einleitung vernachlässigen wir den Einfluß der Normalkräfte im Balken) und sehen während dieser Zeit jeweils alle übrigen Pfeilerköpfe als in Ruhe befindlich an; diese Betrachtungsweise gestattet uns aber, den Rahmen als einen kontinuierlichen, festgelagerten Balken anzusehen, nachdem die Verschiebung vollendet ist, und dementsprechend die im „Ersten Teil“ gezeigten Verfahren, insbesondere die Fixpunkte, anzuwenden. Schließlich erhalten wir die Momente und inneren Kräfte infolge der gleichzeitigen Verschiebung sämtlicher Pfeilerköpfe, indem wir nach dem Superpositionsgesetze die Wirkungen der einzelnen Verschiebungen addieren. Wir betrachten die vier folgenden Fälle:

### 1. Fall:

**Kopfverschiebung eines am Fuße eingespannten Mittelpfeilers.**

Wir legen unseren Betrachtungen den in Fig. 66 dargestellten Rahmen zugrunde und nehmen an, der Kopf des Mittelpfeilers B führe die horizontale positive Verschiebung  $\Delta B = BB'$  nach rechts aus (eine Rechtsverschiebung und Rechtsdrehung des Pfeilerkopfes führen wir als positiv ein), während alle übrigen Pfeilerköpfe keine Verschiebung erleiden. Die hierbei am ganzen Rahmen entstehende, in Fig. 66 dargestellte Formänderung setzt sich aus den Formänderungen zusammen, welche bei den folgenden zwei Bewegungsvorgängen stattfinden:

### Bewegungsvorgang I.

Nachdem die positive Verschiebung  $\Delta B$  und die ihr entsprechende, in Fig. 66 dargestellte Formänderung stattgefunden hat, stützen wir den Balken im Querschnitt  $B^l$  unmittelbar links von B und im Querschnitt  $B^r$  unmittelbar rechts von B sowie den Pfeiler im Querschnitt  $B^k$  unmittelbar

unterhalb B in je einem festen Gelenk, und trennen dann Balken und Pfeiler in den vorgenannten Schnitten entzwei. Die hierbei entstehende Formänderung ist in Fig. 66a dargestellt: Die Pfeiler A, C und D sowie der Balken gehen wieder in die gestreckte, biegungsspannungslose Form über, während der Pfeiler B sich wie ein unten eingespannter, nach oben frei auskragender Balken deformiert, welcher an seinem Kopfe mit einer horizontalen Kraft  $H_{B1}^k$ , dem Auflagerdruck des vorgenannten Gelenklagers, belastet ist. Die Größe dieser Kraft ist deshalb aus der Bedingung zu bestimmen, daß  $H_{B1}^k$  gerade imstande sein muß, den Kopf des unten eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeilers B um die Strecke  $\Delta B$  zu verschieben. Außer der positiven Verschiebung  $\Delta B$  erzeugt die Belastung  $H_{B1}^k$  noch eine positive Drehung  $\gamma_{B1}^k$  des Kopfquerschnittes  $B^k$ , welche wir später bestimmen.

#### Bewegungsvorgang II.

Der Bewegungsvorgang II besteht darin, dem freien Querschnitt  $B^k$  des in Fig. 66a gelenkartig gestützten Pfeilerkopfes, dem freien Querschnitt  $B^l$  des gelenkartig gestützten rechten Balkenendes der Öffnung  $l_1$ , und dem freien Querschnitt  $B^r$  des gelenkartig gestützten linken Balkenendes der Öffnung  $l_2$  solche Drehungen zu erteilen, daß dieselben wieder miteinander vereinigt werden können wie vor der Schnittführung. Zu diesem Zweck müssen wir offenbar am Pfeilerkopf ein links drehendes, negatives Moment  $M_B^k$ , am Querschnitt  $B^l$  der Öffnung  $l_1$  ein rechts drehendes, negatives Moment  $M_B^l$ , und am Querschnitt  $B^r$  der Öffnung  $l_2$  ein rechts drehendes, positives Moment  $M_B^r$  anbringen (Fig. 67).

Die Vorzeichen der Momente  $M_B^k$ ,  $M_B^l$  und  $M_B^r$  sind hiermit beim Bewegungsvorgang II bereits aus der Anschauung festgesetzt worden und können später ohne weiteres in die erhaltenen Formeln eingeführt werden; die Größe dieser Momente erhalten wir wie folgt:

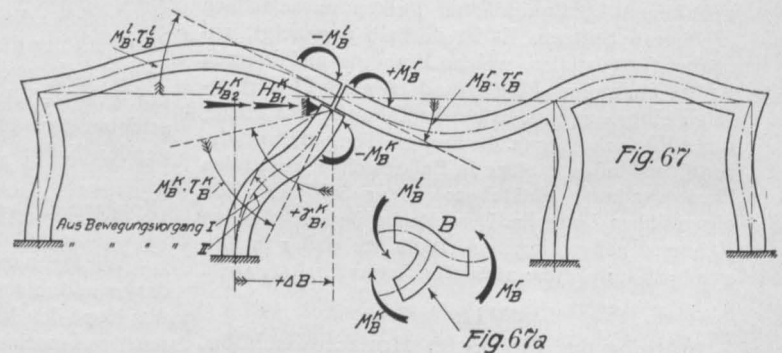
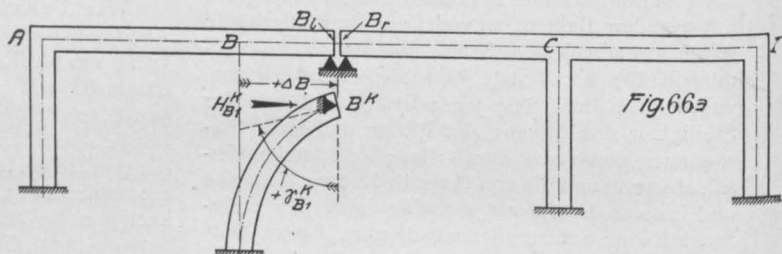
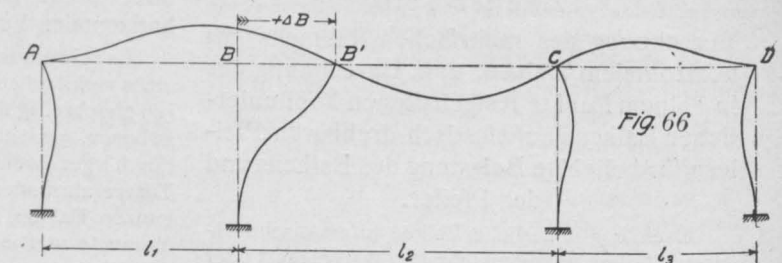
Führen wir, wie in Kapitel VI, die Drehwinkel  $\tau_B^k$ ,  $\tau_B^l$  und  $\tau_B^r$  infolge  $M_B^k=1$ , bzw.  $M_B^l=1$ , bzw.  $M_B^r=1$  ein, so muß die aus dem Bewegungsvorgang I und II hervorgehende gesamte Drehung des Querschnitts  $B^k$ , nämlich:

$$+\gamma_{B1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k \quad (\text{Fig. 67})$$

gleich sein der positiven Drehung des Querschnitts  $B^l$  während des Bewegungsvorganges II, nämlich

$$M_B^l \cdot \tau_B^l \quad (\text{Fig. 67}),$$

und ebenfalls gleich sein der positiven Drehung



des Querschnitts  $B^r$  während des Bewegungsvorganges II, nämlich

$$M_B^r \cdot \tau_B^r \quad (\text{Fig. 67}).$$

Es müssen daher folgende zwei Gleichungen bestehen:

$$\gamma_{B1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k = M_B^l \cdot \tau_B^l \quad (250)$$

und

$$\gamma_{B1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k = M_B^r \cdot \tau_B^r \quad (251)$$

Betrachten wir jetzt noch den herausgetrennten Knotenpunkt B (Fig. 67a). An demselben



müssen wir die Momente  $M_B^k$ ,  $M_B^l$  und  $M_B^r$  mit dem entgegengesetzten Drehsinn anbringen wie vorhin am Querschnitt  $B^k$  des vom Balken getrennten Pfeilers, am Querschnitt  $B^l$  des freien rechten Balkenendes der Öffnung  $l_1$  und am Querschnitt  $B^r$  des freien linken Balkenendes der Öffnung  $l_2$ . Aus der Gleichgewichtsbedingung

$\sum M = 0$  folgt dann:

$$M_B^k = M_B^l + M_B^r \dots \dots \dots (252)$$

(absolute Werte).

Setzen wir  $M_B^k$  aus Gl. (252) in die Gl. (250) und (251) ein und lösen dieselben auf, so erhalten wir schließlich mit Einführung der durch die Bewegungsvorgänge I und II festgelegten Vorzeichen von  $\gamma_{B1}^k$ ,  $M_B^l$ ,  $M_B^r$  und  $M_B^k$  analog wie in Kapitel VI, Abschnitt I die folgenden

Hauptformeln:

$$M_B^l = - \frac{[\gamma_{B1}^k]}{\tau_B^l + \tau_B^k + \frac{\tau_B^l \cdot \tau_B^k}{\tau_B^r}} \dots \dots (253)$$

$$M_B^r = + \frac{[\gamma_{B1}^k]}{\tau_B^r + \tau_B^k + \frac{\tau_B^r \cdot \tau_B^k}{\tau_B^l}} \dots \dots (254)$$

$$M_B^k = [M_B^l] - [M_B^r] \dots \dots \dots (255)$$

Die Gl. (253) und (254) ergeben stets das richtige Vorzeichen von  $M_B^l$  und  $M_B^r$ , wenn wir in dieselben die nur von den Abmessungen der Konstruktion abhängigen Drehwinkel  $\tau_B^l$ ,  $\tau_B^r$  und  $\tau_B^k$  mit ihrem Absolutwerte und den von der Verschiebung  $\Delta B$  abhängigen Drehwinkel  $\gamma_{B1}^k$  mit seinem Vorzeichen einsetzen; desgleichen ergibt Hauptformel (255) stets das richtige Vorzeichen von  $M_B^k$ , wenn wir in die Klammern der rechten Seite  $M_B^l$  und  $M_B^r$  mit ihrem aus den Formeln (253) und (254) hervorgehenden Vorzeichen einsetzen.

Die in den Hauptformeln (253) und (254) vorkommenden Drehwinkel ermitteln wir wie folgt:

- $\tau_B^l$  nach den Formeln (107) und (108), in welchen wir mit Bezug auf Fig. 66 und 68  $l' = l_1$  und  $a' = a_1$  setzen.
- $\tau_B^r$  nach Formel (119), in welcher wir mit Bezug auf Fig. 66 und 68  $l'' = l_2$  und  $b'' = b_2$  setzen;
- $\tau_B^k$  nach den Formeln (41), (42), (49), (50).

- Den während des Bewegungsvorganges I entstehenden, der Kopfverschiebung  $\Delta B$  entsprechenden Drehwinkel  $\gamma_{B1}^k$  am Kopfe des unten eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeilers B (Fig. 66a) bestimmen wir wie folgt:

Nach früherem (siehe Ermittlung der Formeln für die Winkeldrehung  $\tau^k$ ) erzeugt die Horizontalkraft  $H_B^k = 1$ , welche am Kopfe des unten eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeilers angreift, eine horizontale Kopfverschiebung  $v_{Bh}$  und eine Kopfdrehung  $\gamma_{Bh}$ ; wir können daher sagen:

der Verschiebung  $v_{Bh}$  entspricht eine Drehung  $\gamma_{Bh}$ ;

der Verschiebung  $v_{Bh} = 1$  entspricht dann

eine Drehung  $\frac{\gamma_{Bh}}{v_{Bh}}$ , und

der Verschiebung  $\Delta B$  entspricht schließlich eine Drehung

$$\gamma_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{\gamma_{Bh}}{v_{Bh}} \dots \dots \dots (256)$$

Nach Gl. (256) erhalten wir am Pfeiler mit konstantem Trägheitsmoment, wenn wir  $\gamma_{Bh}$  aus Gl. (32) und  $v_{Bh}$  aus Gl. (39) einsetzen:

$$\gamma_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{3 \cdot (h + 2 \cdot f)}{2 \cdot (h^2 + 3 \cdot h \cdot f + 3 \cdot f^2)} \dots \dots (257)$$

woraus mit  $f = 0$  folgt:

$$\gamma_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{3}{2 \cdot h} \dots \dots \dots (258)$$

Desgleichen erhalten wir nach Gl. (256) am Pfeiler mit veränderlichem Trägheitsmoment, wenn wir  $\gamma_{Bh}$  aus Gl. (44) und  $v_{Bh}$  aus Gl. (46) einsetzen:

$$\gamma_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{\sum_0^h \frac{J_s}{T_s} \cdot (f + y)}{\sum_0^h \frac{J_s}{T_s} \cdot (f + y)^2} \dots \dots (259)$$

woraus mit  $f = 0$  folgt

$$\gamma_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{\sum_0^h \frac{J_s}{T_s} \cdot y}{\sum_0^h \frac{J_s}{T_s} \cdot y^2} \dots \dots (260)$$

Die Winkeldrehung  $\gamma_{B1}^k$  erhalten wir nach Gl. (256) stets mit ihrem richtigen Vorzeichen, wenn wir eine Rechtsverschiebung  $\Delta B$  als positiv und eine Linksverschiebung  $\Delta B$  als negativ einführen; die Größen  $\gamma_{Bh}$  und  $v_{Bh}$  hingegen werden mit ihrem absoluten Werte eingesetzt.

Zur Bestimmung der Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke am Balken und an den Pfeilern des Rahmens infolge der Kopfverschiebung  $\Delta B$  des Mittelpfeilers B gehen wir jetzt wie folgt vor:

1. Wir ermitteln zunächst  $M_B^l$  und  $M_B^r$  nach den Formeln (253) und (254) und bestimmen dann  $M_B^k$  nach Formel (255).

2. Die Momentenfläche am ganzen Balken (Fig. 68) erhalten wir wie folgt: Wir tragen  $M_B^l$  unmittelbar links von B auf und pflanzen dasselbe mittels des Fixpunktes  $J_1$  nach links über den Balken der Öffnung  $l_1$  fort; desgleichen tragen wir  $M_B^r$  unmittelbar rechts von B auf und pflanzen dasselbe mittels der Fixpunkte  $K_2$  und  $K_3$  sowie mittels des Verkleinerungskoeffizienten  $\mu_C^r$  nach rechts über die Öffnungen  $l_2$  und  $l_3$  fort.

3. Die Momentenfläche an den Pfeilern A, C und D, deren Köpfe keine Verschiebung ausführen, ermitteln wir genau wie im Abschnitt II des Kapitels V beschrieben wurde (Fig. 68a, 68c, 68d), d. h. wir bestimmen den Abstand des Momentennullpunktes vom Pfeilerkopf nach den Formeln (130), (131), (132), tragen das Pfeilerkopfmoment als horizontale Strecke an den Pfeilerkopf an und verbinden den Endpunkt derselben mit dem Momentennullpunkt; diese bis zum Pfeilerfuß verlängerte Verbindungslinie bildet die Begrenzung der Momentenfläche.

Die Horizontalschübe  $H_A^k$ ,  $H_C^k$  und  $H_D^k$  (Fig. 68a, 68c, 68d), welche vom Balken auf die Köpfe der Pfeiler A, C und D ausgeübt werden, sind gleich den horizontalen Auflagerdrücken („Reaktionen“), welche an den vom Balken getrennten, am Fuße eingespannten und am Kopfe frei drehbar gestützten Pfeilern infolge Belasten derselben mit den Pfeilerkopfmomenten  $M_A^k$ , bzw.  $M_C^k$ , bzw.  $M_D^k$  entstehen;  $H_A^k$ ,  $H_C^k$  und  $H_D^k$  werden daher mittels der Formeln (200), (201), (202), (203) nach Größe und Vorzeichen berechnet.

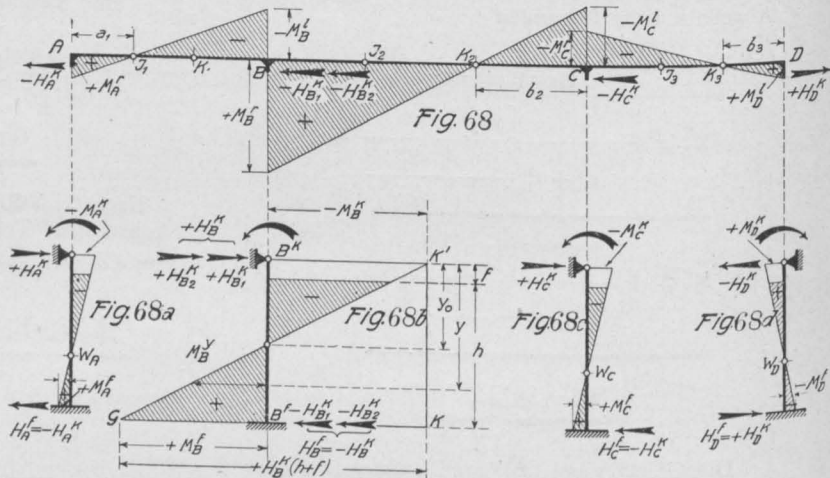
4. Die Momentenfläche am Pfeiler B,

dessen Kopf die Verschiebung  $\Delta B$  ausführt, ermitteln wir folgendermaßen (Fig. 68b):

Wir bestimmen zunächst den gesamten Horizontalschub  $H_B^k$ , welcher vom Balken auf den Kopf des Pfeilers B übertragen wird und folgenden Ausdruck hat:

$$H_B^k = H_{B1}^k + H_{B2}^k \quad \dots \quad (261)$$

In Gl. (261) ist  $H_{B1}^k$  der während des Bewegungsvorganges I entstehende horizontale Auflagerdruck, welcher imstande ist, den Kopf des unten eingespannten, nach oben frei ausragenden Pfeilers um die Strecke  $\Delta B$  zu verschieben; bezeichnen wir wie früher mit  $v_{Bh}$  die Kopfverschiebung des Pfeilers B infolge  $H_B^k = 1$ , so erhalten wir nach Vorstehendem folgende Gleichung:



$$[\Delta B] = H_{B1}^k \cdot v_{Bh} \quad \dots \quad (262)$$

daraus ergibt sich

$$H_{B1}^k = \frac{[\Delta B]}{v_{Bh}} \quad \dots \quad (263)$$

Nach Gl. (263) erhalten wir am Pfeiler mit konstantem Trägheitsmoment, wenn wir  $v_{Bh}$  aus Gl. (39) einsetzen

$$H_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{3 \cdot E_s \cdot T_s}{h \cdot (h^2 + 3 \cdot h \cdot f + 3 \cdot f^2)} \quad (264)$$

woraus für den Fall  $f = 0$  folgt:

$$H_{B1}^k = [\Delta B] \cdot \frac{3 \cdot E_s \cdot T_s}{h^3} \quad \dots \quad (265)$$

Desgleichen erhalten wir nach Gl. (263) am Pfeiler mit veränderlichem Trägheitsmoment, wenn wir  $v_{Bh}$  aus Gl. (46) einsetzen:

$$H_{B1}^k = [AB] \cdot \frac{E_s}{\sum_0^h \frac{As}{T_s} \cdot (f+y)^2} \quad \dots (266)$$

woraus für den Fall  $f=0$  folgt:

$$H_{B1}^k = [AB] \cdot \frac{E_s}{\sum_0^h \frac{As}{T_s} \cdot y^2} \quad \dots (267)$$

$H_{B2}^k$  wird mittels der Formeln (200), (201), (202), (203) nach Größe und Vorzeichen ermittelt;  $H_{B1}^k$  und  $H_{B2}^k$  haben stets dasselbe Vorzeichen.

Nachdem  $H_B^k$  wie vorstehend ermittelt ist, erhalten wir die Momentenfläche am Pfeiler B, indem wir den unten eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeiler B (Fig. 68b) am Kopfe mit dem Moment  $M_B^k$  und der Horizontalkraft  $H_B^k$  belasten; die in Fig. 68b dargestellte Momentenfläche setzt sich daher aus dem negativen Rechteck  $B^k B^r K K'$  infolge der Belastung  $M_B^k$  und dem positiven Dreieck  $K' K G$  infolge der Belastung  $H_B^k$  zusammen. Das Moment  $M_B^y$  in einem Pfeilerquerschnitt mit dem beliebigen Abstand  $y$  vom Pfeilerkopf beträgt daher

$$M_B^y = H_B^k \cdot y - M_B^k \quad \dots (268)$$

am Pfeilerfuß erhalten wir ein Moment

$$M_B^f = H_B^k \cdot (h+f) - M_B^k \quad \dots (269)$$

Setzen wir in Gl. (268)  $M_B^y = 0$ , so erhalten wir daraus den Abstand  $y_0$  des Momentennullpunktes zu:

$$y_0 = \frac{M_B^k}{H_B^k} \quad \dots (270)$$

Die Momentenfläche am Pfeiler B können wir jetzt auch in der Weise bestimmen, daß wir das Moment  $M_B^k$  als horizontale Strecke am Pfeilerkopf antragen und das freie Ende derselben mit dem nach Gl. (270) ermittelten Momentennullpunkt verbinden.

Es ist noch hervorzuheben, daß an allen Pfeilern die Momentenfläche auf der Strecke  $f$  nur theoretischen Wert hat und zur Dimensionierung nicht gebraucht wird.

5. Die Querkräfte in allen Pfeilerquerschnitten (der verschobenen und nicht verschobenen Pfeiler) einschl. des Einspannungsquerschnittes sind einfach gleich den Horizontalschüben an den Pfeilerköpfen.

6. Die Ermittlung der Querkräfte und Auflagerdrücke am Balken, der Normalkräfte an

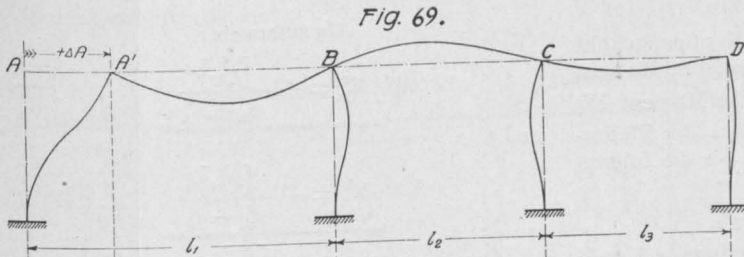


Fig. 69a.

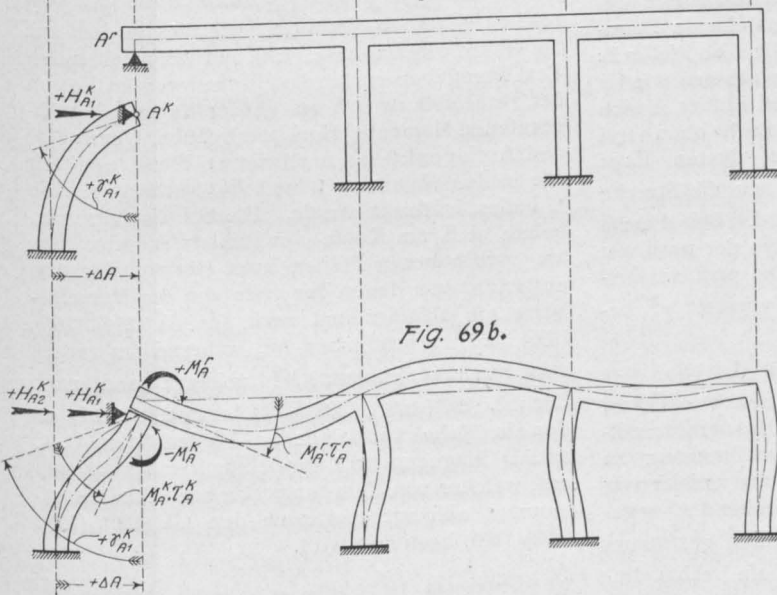


Fig. 69b.

Die Gl. (263) bis (267) ergeben  $H_{B1}^k$  nach Größe und Vorzeichen, wenn wir in dieselben  $AB$  mit seinem Vorzeichen einsetzen.

Ferner ist in Gl. (264)  $H_{B2}^k$  gleich dem horizontalen Auflagerdruck, welcher während des Bewegungsvorganges II vom gedachten Kopflager auf den vom Balken getrennten, unten eingespannten, oben frei drehbar gestützten Pfeiler B infolge Belasten desselben mit dem nach Gl. (255) ermittelten Pfeilerkopfmoment  $M_B^k$  ausgeübt wird;

den Pfeilern und der Bodendrucke der Pfeilerfundamente führen wir genau so durch, wie dies in Abschnitt III des Kapitels V erläutert und in den Fig. 57 und 58 dargestellt wurde.

### 2. Fall:

Kopfverschiebung eines am Fuße eingespannten linken Endpfeilers.

Wir nehmen an, der Kopf des linken Endpfeilers A des in Fig. 69 dargestellten Rahmens führe die horizontale Verschiebung  $\Delta A = AA'$  nach rechts aus, während alle übrigen Pfeilerköpfe in Ruhe bleiben.

Zunächst ermitteln wir das im Kopfquerschnitt  $A^k$  des verschobenen Pfeilers auftretende Moment  $M_A^k$  bzw. das dem letzteren gleiche Moment  $M_A^r$  im Querschnitt  $A^r$  unmittelbar rechts der Pfeilerachse. Zu dem Zweck betrachten wir die folgenden zwei Bewegungsvorgänge:

#### Bewegungsvorgang I.

Nachdem die positive Verschiebung  $\Delta A$  vollendet ist, stützen wir den Pfeiler A im Querschnitt  $A^k$  und den Balken im Querschnitt  $A^r$  in je einem festen Gelenk und trennen dann den Pfeiler vom Balken durch einen am Kopfe geführten Schnitt. Die hierbei entstehende Formänderung ist in Fig. 69a dargestellt: Die Pfeiler B, C und D sowie auch der Balken nehmen wieder eine gestreckte Form an, während Pfeiler A sich wie ein unten eingespannter, nach oben frei auskragender Balken deformiert, dessen Kopf durch eine horizontale Kraft  $H_{A1}^k$  um die Strecke  $\Delta A$  nach rechts verschoben wird. Bei diesem Bewegungsvorgang entsteht außer der positiven Verschiebung  $\Delta A$  auch noch eine positive Drehung des Pfeilerkopfes, welche wir mit  $\gamma_{A1}^k$  bezeichnen.

#### Bewegungsvorgang II.

Jetzt suchen wir die Querschnitte  $A^k$  und  $A^r$  zu beiden Seiten des geführten Schnittes wieder miteinander zu vereinigen wie vor der Trennung; zu dem Zweck müssen wir offenbar am gelenkartig gelagerten Pfeilerkopf ein links drehendes, negatives Moment  $M_A^k$  und am frei drehbar gestützten linken Balkenende der Öffnung  $l_1$  ein rechts drehendes, positives Moment  $M_A^r$  anbringen (Fig. 69b).

Nachdem am Ende des Bewegungsvorganges II die Querschnitte  $A^k$  und  $A^r$  zu beiden Seiten des Trennungsabschnittes wieder vereinigt sind, müssen beide dieselbe Drehung ausgeführt haben; diese Drehungen betragen:

$$\text{Drehung von } A^k = \gamma_{A1}^k - M_A^k \cdot r_A^k,$$

$$\text{Drehung von } A^r = M_A^r \cdot r_A^r,$$

wobei  $r_A^k$  und  $r_A^r$  wie früher die Drehwinkel

infolge  $M_A^k = 1$  bzw.  $M_A^r = 1$  bedeuten. Da nun beide Drehungen nach Obigem einander gleich sein müssen, so erhalten wir die folgende Gleichung:

$$\gamma_{A1}^k - M_A^k \cdot r_A^k = M_A^r \cdot r_A^r \dots \dots (271)$$

Setzen wir darin  $M_A^k = M_A^r$  und lösen auf, so erhalten wir mit Berücksichtigung der bereits vorhin festgesetzten Vorzeichen von  $M_A^r$  und  $M_A^k$  die nachstehenden

#### Hauptformeln:

$$M_A^r = + \frac{[\gamma_{A1}^k]}{r_A^r + r_A^k} \dots \dots (272)$$

und

$$M_A^k = - \frac{[\gamma_{A1}^k]}{r_A^r + r_A^k} \dots \dots (273)$$

Die Hauptformeln (272) und (273) ergeben die Momente  $M_A^r$  und  $M_A^k$  stets mit ihrem richtigen Vorzeichen, wenn wir die darin vorkommenden Drehwinkel  $r_A^r$ ,  $r_A^k$  und  $\gamma_{A1}^k$  nach Größe und Vorzeichen genau so einführen, wie dies in dem auf die Hauptformeln (253), (254) und (255) folgenden Text angegeben wurde; desgleichen werden die von der Verschiebung  $\Delta A$  am ganzen Rahmen hervorgerufenen Momente, Horizontalschübe, Querkkräfte und Auflagerdrücke in ähnlicher Weise ermittelt wie in den Nummern 1 bis 6 des vorhergehenden 1. Falles erläutert wurde. Hierbei ist hervorzuheben, daß am Kopfe des Pfeilers A, wie stets am verschobenen Pfeiler, zwei Horizontalschübe auftreten, von denen der erste von der Verschiebung  $\Delta A$  abhängt und nach den Gl. (264), (265), (266), (267) zu bestimmen ist, während der zweite vom Pfeilerkopfmoment  $M_A^k$  abhängt und nach den Gl. (200), (201), (202), (203) ermittelt wird; an den in Ruhe verbleibenden Pfeilerköpfen B, C und D hingegen tritt nur je ein Horizontalschub auf, welcher von dem entsprechenden Pfeilerkopfmoment abhängt und nach den Gl. (200), (201), (202), (203) bestimmt wird.

### 3. Fall:

Kopfverschiebung eines am Fuße eingespannten rechten Endpfeilers.

Wir nehmen an, der Kopf des rechten Endpfeilers D des in Fig. 70 dargestellten Rahmens führe eine horizontale Verschiebung  $\Delta D = DD'$  nach rechts aus, während alle übrigen Pfeilerköpfe in Ruhe bleiben.

Zunächst bestimmen wir das im Kopfquerschnitt  $D^k$  des verschobenen Pfeilers auftretende Moment  $M_D^k$ , bzw. das dem letzteren gleiche



Moment  $M_D^l$  im Querschnitt  $D^l$  unmittelbar links der Pfeilerachse D. Zu dem Zweck führen wir sinngemäß dieselben Bewegungsvorgänge I und II durch wie bei dem vorhergehenden 2. Fall, und erhalten hieraus schließlich die

Hauptformel:

$$M_D^l = M_D^k = - \frac{[\gamma_{D1}^k]}{\tau_D^l + \tau_D^k} \dots (274)$$

aus welcher  $M_D^l$  und  $M_D^k$  stets mit ihrem richtigen Vorzeichen hervorgehen.

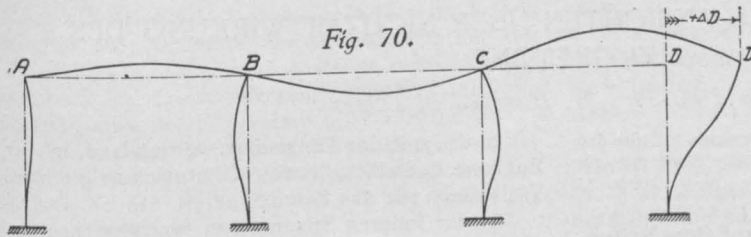


Fig. 70.

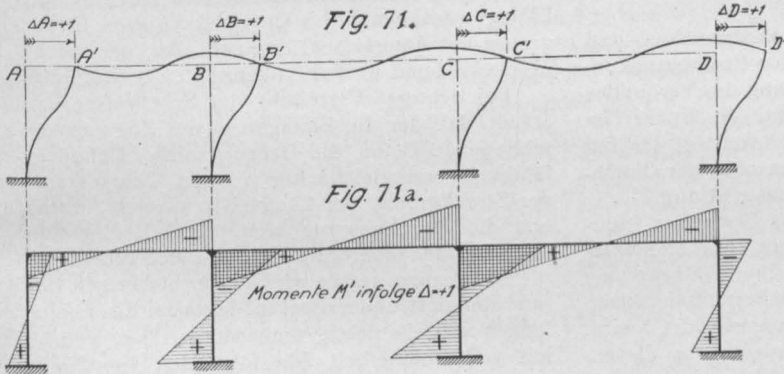


Fig. 71a.

Momente  $M'$  infolge  $\Delta=1$

Die Drehwinkel  $\tau_D^l$ ,  $\tau_D^k$  und  $\gamma_{D1}^k$  der Hauptformel (274) sowie die Momente, Horizontalschübe, Querkraften und Auflagerdrücke am ganzen Rahmen infolge der Verschiebung  $\Delta D$  ermitteln wir in ähnlicher Weise, wie dies in den Nummern 1 bis 6 des 1. Falles erläutert wurde.

#### 4. Fall:

Kopfverschiebung eines am Fuße gelenkartig gelagerten Pfeilers.

Führen wir sinngemäß dieselben Bewegungsvorgänge wie bei den vorhergehenden Fällen durch, so gelangen wir auch bei den Pfeilern mit Fußgelenk zu den Hauptformeln (253), (254), (255), (272), (273), (274), worin jedoch die Drehwinkel  $\tau^k$  und  $\gamma_1^k$  andere, durch die gelenkartige Lagerung der Pfeilerfüße bedingte Werte haben.

Die Drehwinkel  $\tau^k$  erhalten wir aus den früheren Formeln (52), (53), (56), (57). Den Dreh-

winkel  $\gamma_1^k$ , welcher während des Bewegungsvorganges I durch Verschieben eines Pfeilerkopfes um die Strecke  $\Delta$  am Kopfe dieses oben und unten gelenkartig gestützten Pfeilers entsteht, erhalten wir zu

$$\text{tg } \gamma_1^k = \frac{[\Delta]}{h+f} \dots (275)$$

und weil  $\gamma_1^k$  sehr klein ist, so ergibt sich:

$$\gamma_1^k = \frac{[\Delta]}{h+f} \dots (276)$$

hierin ist  $\Delta$  die angenommene Kopfverschiebung eines Pfeilers, die mit ihrem Vorzeichen einzuführen ist, und  $(h+f)$  die ganze Höhe des betrachteten Pfeilers.

Die Horizontalschübe  $H^k$  und  $H^l$  an den Köpfen bzw. Fußgelenken aller (auch der verschobenen) Pfeiler betragen nach Formel (204):

$$H^k = -H^l = - \frac{[M^k]}{h+f} \dots (277)$$

II. Ermittlung der Momente  $M^*$ , Horizontalschübe  $H^*$ , Querkraften  $Q^*$  und Auflagerdrücke  $V^*$  am mehrfachen Rahmen mit geradem Balken infolge einer äußeren, in Balkenachse angreifenden Horizontalkraft  $H = 1$ .

Zur Bestimmung der vorgenannten Momente und Kräfte infolge der Belastung des Rahmens mit der äußeren Kraft  $H = 1$  verschieben wir

den Längsbalken des Rahmens und damit alle Pfeilerköpfe um die horizontale Strecke  $\Delta = 1$  in Richtung der Kraft  $H = 1$  (Fig. 71), beispielsweise um  $\Delta = 1$  mm, ermitteln nach dem im vorhergehenden Abschnitt I entwickelten Verfahren die resultierenden Momente  $M'$  am ganzen Rahmen (Fig. 71a) sowie den an jedem Pfeilerkopf (nicht am Balken, also „Reaktion“) angreifenden resultierenden Horizontalschub  $H^k$  infolge der Verschiebung  $\Delta = 1$  sämtlicher Pfeilerköpfe, und

bilden schließlich den Ausdruck  $\sum H^k$ , wobei die Vorzeichen der einzelnen Kräfte  $H^k$  zu berücksichtigen sind; der Verschiebung  $\Delta = 1$  entsprechen also die Momente  $M'$  und eine in Balkenachse wirkende Kraft  $\sum H^k$ . Umgekehrt können wir jetzt sagen: Die als äußere Belastung am Rahmen angebrachte Horizontalkraft  $\sum H^k$

erzeugt die Verschiebung  $\Delta = 1$  und die Momente  $M'$ ; mithin erzeugt die äußere Horizontalkraft  $H = 1$  eine Verschiebung  $\frac{\Delta = 1}{\sum H_k'}$  und die Momente  $\frac{M'}{\sum H_k'}$ .

Nachdem man also die Momente  $M'$ , Horizontalschübe  $H'$ , Querkkräfte  $Q'$  und Auflagerdrücke  $V'$  am Rahmen infolge der Verschiebung  $\Delta = 1$  ermittelt hat, erhält man durch Multiplikation derselben mit dem Faktor  $\frac{1}{\sum H_k'}$  die ge-

suchten Momente  $M^*$ , Horizontalschübe  $H^*$ , Querkkräfte  $Q^*$  und Auflagerdrücke  $V^*$  infolge der Belastung  $H = 1$ .

Es sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß die Momente  $M^*$ , Horizontalschübe  $H^*$ , Querkkräfte  $Q^*$  und Auflagerdrücke  $V^*$  nur abhängig von den Abmessungen eines Rahmens sind und daher für einen gegebenen Rahmen feste Werte haben; dies vereinfacht die Berechnung eines Rahmens für mehrere Belastungsfälle wesentlich.

(Fortsetzung folgt.)

## UNRICHTIGKEIT DER ANSICHTEN ÜBER NICHTMITWIRKUNG DES ZUGBETONS.

Von Dipl.-Ing. M. Havelka in Davos.

Motto: „Das Versuchswesen soll für den Ingenieur das sein, was die Anatomie für den Arzt bedeutet.“ Probst.

I.

### Bedeutung der Rissebildung auf den Seitenflächen der Versuchsbalken für die Tragfähigkeit\*).

Alle neuesten Versuchsbalken bewiesen, daß die eigentliche Bruchursache der Eisenbetonkonstruktionen immer die Erschöpfung des Verbundes zwischen Beton und Armatur ist. Nach der Genauigkeit der konstruktiven Anordnung der Bewehrung richtet sich dann die rasche oder allmähliche unsichtbare innere Verbundauflösung.

In letzter Zeit läßt sich das Bestreben wahrnehmen, den Verbundbalken so zu dimensionieren, daß statt einer geringen Zahl dicker Einlagen eine symmetrische, aus vielen schwächeren Längseisen zusammengesetzte Armatur angewendet wird. Solch ein Eisenbetonbalken<sup>1)</sup> gleicht in diesem Falle mehr oder weniger einem homogenen Träger, da infolge günstiger Verteilung der Längseisen die durch Ungleichmäßigkeiten des Betons verursachten Erscheinungen nicht zur Geltung kommen. Darum nähern sich manche dieser Konstruktionen einem idealen Normaltyp der Bewehrung, und dann gelten von ihnen folgende Sätze:

1. Bei Durchbiegung bleiben die Querschnitte in einer Ebene,

\*) Häufig vorkommende Bezeichnungen:

1. DAfE. = Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.
2. MfF. = Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure.
3. SuV. = Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken von Dr.-Ing. R. Saliger.
4. Z. = Zusammenstellung.

<sup>1)</sup> DAfE. Heft 12, Seite 7, Reihe g; Reihen: 38, 47, 49. DAfE. Heft-20, Reihe 62 u. 64. SuV. Seite 3, Balken Nr. 16 bis 20. — Zeitschrift für Betonbau 1913, Heft 8, Seite 157, Balken Nr. 25, 27, 28.

2. der mit den Längseisen verbundene, in der Zugzone befindliche Beton dehnt sich in gleicher Weise aus wie das Eisen,

3. die inneren Spannungen wachsen proportional zu den Laststufen,

4. die Betonzugzone arbeitet so lange mit den Einlagen zusammen, bis entweder die obere Streckgrenze der Längseisen erreicht oder der mechanische Verbund in den Balkenköpfen zerstört wird.

Bei richtiger Verteilung der Schrägeisen wird erzielt, daß der die Einlagen in der Zugzone umschließende Beton die Grenze seiner Dehnungsfähigkeit erst gleichzeitig mit dem Überschreiten der Streckgrenze der Längseisen erreicht, worauf erst die Durchbiegung sich plötzlich vergrößert und ein oder mehrere Bruchrisse sich öffnen<sup>2)</sup>.

Nicht ganz genau wird in der bisherigen Literatur definiert, daß ein frei aufliegender Eisenbetonbalken statisch richtig dimensioniert sei, wenn er mit voller Sicherheit den folgenden vier Zerstörungsmöglichkeiten (a bis d) Widerstand leistet:

- a) Überschreitung der Zugfestigkeit in der Zugzone,
- b) Überwindung der Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone,
- c) Überwindung der Scherfestigkeit,
- d) Überschreitung der Schubfestigkeit,

Trotz Nichtübersteigens der zu (a) bis (d) gehörenden zulässigen Spannungen kann der Eisenbetonbalken brechen, wenn dabei der mechanische Verbund nicht genügend gesichert ist.

Aus den Versuchen der folgenden Abschnitte wird sich ergeben, daß der Bruch des Versuchsbalkens immer durch vorherige Zerstörung des

<sup>2)</sup> SuV. Seite 24, Abb. 82 bis 85. — Zeitschr. f. Betonbau 1913, Seite 187, 188, Abb. 5 (Balken 25a), Abb. 7 (Balken 27b). — DAfE. Heft 12, Abb. 7, Abb. 103 (Balken Nr. 554, 555), Abb. 150, Abb. 163 (Balken Nr. 612, 613), Abb. 168. — DAfE. Heft 20, Abb. 61 u. 63.

mechanischen Verbundes eines gewissen Armaturteiles mit dem Beton bedingt ist. Erst daraufhin öffnen sich (mehr oder weniger rasch) die Bruchrisse, die eine der genannten vier Zerstörungsmöglichkeiten charakterisieren, und wie sie ja auch bei einem homogenen Träger vor dem Bruche erscheinen. Daraus folgt:

Die Sicherung des mechanischen Verbundes ist die Grundbedingung jedes Eisenbetonbalkens, der als homogener Träger wirken soll.

Es wurde bewiesen, daß die ersten Risse (auf der Balkenunterfläche) keine statische Bedeutung besitzen. Aber auch das Fortschreiten solcher Risse auf den Seitenflächen der Balken hat keinen Einfluß auf vorzeitige raschere Erschöpfung der Tragfähigkeit, und zwar so lange nicht, bis die mechanische Endverankerung zerstört oder die Streckgrenze der Längseisen überschritten ist.

Beobachten wir zuerst die Abhängigkeit der Rissebildung von der Verbundauflösung bei den Balken Nr. 549 (Reihe 35) und Nr. 552 (Reihe 36). Es wurde dort gemessen:

Balken<sup>3)</sup> Nr. 549 (Reihe 35):

Belastung in kg	Gleitbewegung der Eisenenden in mm		Das Öffnen der Risse in mm						
			in der Balkenmitte		bei den Auflagern in der Nähe der gleitenden Eisenenden (x), (y)				
	(x)	(y)	(g)	(h)	(b)	(c)	(n)	(m)	(l)
26 000	0,050	0,025	—	—	—	—	—	—	—
28 000	0,35	0,34	0,07	0,07	0,12	0,10	—	—	—
30 000	1,08	0,64	0,10	0,09	0,20	0,12	0,40	0,25	0,15
36 000	2,47	1,80	0,16	0,15	0,25	0,15	0,82	0,57	0,35
38 000	3,20	2,29	0,17	0,16	0,27	0,15	0,95	0,74	0,41
40 000	6,7	3,6	0,17	0,17	0,42	0,32	1,12	0,80	0,47
(P <sub>max</sub> )									

Balken<sup>4)</sup> Nr. 552 (Reihe 36):

(Die Gleitbewegung der Eisenenden wurde hier nicht gemessen.)

Belastung in kg	Das Öffnen der Risse in mm						
	in der Balkenmitte			bei den Auflagern			
	(e)	(f)	(g)	(b)	(a)	(k)	(l)
26 000	0,06	0,10	0,10	0,06	0	0,07	0
30 000	0,07	0,12	0,10	0,10	0	0,10	0
38 000	0,07	0,17	0,12	0,12	0,02	0,13	0,05
42 000	0,09	0,19	0,15	0,14	0,07	0,15	0,08
46 000	0,10	0,22	0,17	0,17	0,14	0,16	0,15
48 000							
(P <sub>max</sub> )							

<sup>3)</sup> DAfE. Heft 12, Seite 117, Abb. 89, 92, 99.

<sup>4)</sup> DAfE. Heft 12, Abb. 92, 95.

Bei dem Balken Nr. 549 mit einer geraden Einlage ohne Haken entstand nach einem halbstündigen Wirken der Last von 40 000 kg die gesamte Gleitbewegung  $x + y = 10$  mm, so daß der größte Teil dieser Belastung sich auf die Schrägeisen übertrug, wobei deren mechanischer Verbund erst nach Zerspalten der Platte und der Balkenköpfe<sup>5)</sup> vollkommen zerstört wurde. Obwohl der Riß (g) schon unter 10 000 kg sich über die Hälfte der Höhe der Seitenfläche verlängerte, betrug seine Breite sogar unter  $P = 28$  000 kg nur 0,07 mm, wobei das Gleiten  $x + y = 0,7$  mm betrug. Zwischen 36 000 und 40 000 kg, wo das Gleiten schnell wuchs, blieb der Riß (g) fast konstant, weil er sich in der Balkenmitte befand.

Die bei der unteren Kante befindlichen Risse (b) und (n) öffneten sich gleichzeitig mit dem zunehmenden Gleiten der Enden der unteren Einlage; das obere Ende (c) des Risses (b) blieb dabei bis zu  $P = 38$  000 kg fast von konstanter Breite, ein Beweis, daß diese Schrägrisse (b, c) als Folge des Gleitens der unteren Einlage entstanden und zuerst auch nur bei der unteren Kante sich vergrößerten.

Ähnlich wuchs der obere Teil (l) des Risses (n, m) viel langsamer als der untere Rißteil (n); bei dem größten Gleiten zwischen 38 000 und 40 000 kg blieb die Rißbreite (l) fast konstant (0,41 bis 0,47 mm). Wenn diese Schrägrisse als Folge der Überschreitung der Schubfestigkeit (event. der Hauptzugfestigkeit) sich gebildet hätten, dann müßten sie gerade in (c), (l) am breitesten werden, da dort immer die größte Schubspannung ( $\tau_0$ ) wirkte. Da dies aber nicht der Fall ist, dürfen die Schrägrisse (b, c), (n, m, l) nicht als „Schubrisse“ bezeichnet werden.

Dies beweist auch der Versuchsbalken Nr. 552, bei dem die Endhaken der unteren Einlage das Gleiten der Eisenenden verlangsamt; infolge des so verbesserten Verbundes öffneten sich sämtliche Risse nur allmählich. Wahrscheinlich trat erst zwischen 42 000 und 46 000 kg eine raschere Gleitbewegung der unteren Einlage ein; dadurch ging die Zugkraft auf die Schrägeisen über, worauf die Haken in den Beton eingedrückt und die Balkenköpfe zerspalteten wurden<sup>6)</sup>. Charakteristisch ist, daß die Risse (a), (l) bis  $P = 42$  000 kg die Breite 0,07 bis 0,08 mm aufwiesen, obwohl sie gerade in der Mitte der Seitenfläche sich befanden, wo die Schubspannung am größten war.

<sup>5)</sup> DAfE. Heft 12, Abb. 90.

<sup>6)</sup> DAfE. Heft 12, Abb. 93 und 94.

Dagegen öffneten sich die bei der Unterkante entstehenden Risse (b, k) bedeutend, als Folge des Gleitens der untern geraden Einlage.

Vergleichen wir die in ähnlich liegenden Querschnitten sich bildenden Risse (a, m) bei Nr. 549 und die Risse (a, l) bei Nr. 552:

Balken Nr. 549 kg	Öffnen der Risse		Balken Nr. 552 kg	Öffnen der Risse	
	(a)	(m)		(a)	(l)
P = 38 000	0,75	0,74	P = 38 000	0,02	0,05
P = 40 000	0,87	0,80	P = 42 000	0,07	0,08

Dieses geringe Öffnen der Risse (a, l) beim Balken Nr. 552 (zwischen P = 38 000 kg und P = 42 000 kg) ist ein Beweis, daß hier (im Gegensatz zum Balken Nr. 549) der durch Endhaken verbesserte Verbund die Vergrößerung der Schrägrisse verhinderte. Beim Balken Nr. 552 fällt auf, daß die Risse (f, g) in der Balkenmitte schon unter P = 10 000 kg plötzlich bis zur Hälfte der Höhe der Seitenfläche sich vergrößerten, obwohl erst unter 22 000 kg ihre Rißbreite 0,06 bis 0,07 mm betrug. Dies ist ein Beweis für ihre statische Bedeutungslosigkeit, was durch die photographische Abbildung<sup>7)</sup> der Balkenunterfläche bestätigt wird, wo (f), (g) nur als Kantenrisse entstanden, die nicht über die ganze Unterfläche sich erstreckten. Ein ähnlicher Kantenriß ist (e); aus seiner bis zur Laststufe von 42 000 kg nur geringen Verbreiterung auf der Seitenfläche können wir schließen, daß der Riß (e) keine statische Bedeutung für die Tragfähigkeit hatte.

Beobachten wir weiter den Einfluß des mehr oder weniger vollkommenen mechanischen Verbundes in den Balkenköpfen (Endverankerung der Längseisen) auf das Öffnen der Risse. Bei der Reihe 29 betrug<sup>8)</sup> für den Versuchsbalken Nr. 529 die Breite des Risses (b):

bei P = 34 000 kg . . . . b = 0,17 mm,

bei P = 42 000 kg . . . . b = 0,17 mm.

Nach der Lasterhöhung auf 44 000 kg wurden die Balkenköpfe zerspalten, und dann erst öffnete sich plötzlich der Riß, obwohl er zwischen 34 000 und 42 000 kg von konstant geringer Breite geblieben war. Bei der Reihe 30 wurde bei gleicher Anordnung der Längseisen das Zerspalten der Balkenköpfe durch Bügel verhindert, so daß hier das für den Balken Nr. 533 gemessene Öffnen der Risse bei den Auflagern nur allmählich zunahm<sup>9)</sup>:

<sup>7)</sup> DAF. Heft 12 Abb. 99.

<sup>8)</sup> DAF. Heft 12 Abb. 54, 56, 60 und Seite 110.

<sup>9)</sup> DAF. Heft 12 Abb. 61, 62, 63, 65.

Belastung kg	Öffnen der Risse in mm (beim Balken Nr. 533)	
36 000	a = 0,20	b = 0,17
48 000	a = 0,47	b = 0,40

Infolge Verbesserung des Verbundes in den Balkenköpfen (mittels Bügeln) konnte die Last zwischen 44 000 und 48 000 kg gesteigert werden, ohne daß dabei die Schrägrisse als Bruchrisse sich bildeten.

Noch bei seinen neuesten Versuchen wiederholt Emperger die veraltete Ansicht von der Nichtmitwirkung des Betons in der Zugzone, wobei er solche Seitenrisse wie die oben angeführten als in ihrer ganzen Länge den Beton der Zugzone innerlich durchdringende betrachtet. In dem betreffenden Versuchsberichte lesen wir<sup>10)</sup>:

„Zur besseren Darstellung sind hier und auch bei den späteren Rißaufnahmen durchlaufende Linien eingezeichnet worden, welche im kontinuierlichen Verlauf die Enden der einzelnen gleichzeitig aufgetretenen Rißpunkte verbinden. Diese Linien geben einen Überblick, wieviel von dem Beton bei einer Lastlage als bereits zersprungen und als nicht mehr wirksam anzusehen ist.“

Bei dem obigen Balken Nr. 601 (Reihe 46) — wo unter P = 7500 kg der Seitenriß (g) nur als kurzer Kantenriß sich bildete, dagegen schon bei der Lastlage P = 10 000 kg plötzlich über die ganze Höhe des Anstriches der Seitenfläche sich verlängerte, obwohl die Breite unter P = 12 000 kg nur 0,04 mm betrug — müßte laut der oben zitierten Stelle der Beton unter P = 10 000 kg „als bereits zersprungen und als nicht mehr wirksam“ betrachtet werden. Ähnlich bildeten sich bei all den weiterhin genannten Versuchstypen von Melan schon unter der zulässigen Last Seitenrisse. Außerdem wurden bei vielen anderen Balken<sup>11)</sup> bald nach den ersten Haarrissen lange Seitenrisse beobachtet.

Eine gleiche Ansicht finden wir in der neuesten Auflage des Lehrbuches von Saliger<sup>12)</sup>:

„Durchsetzt sich die Betonzugzone infolge großer Eisenspannungen und Dehnungen mit Rissen, so wird sie für die Kraftübertragung ausgeschaltet. Der Balken verhält sich wie ein Bogenträger mit Zuggurt.“

<sup>10)</sup> Dr.-Ing. F. Emperger, Versuche mit eingespannten Balken 1913, Seite 77 und 78.

<sup>11)</sup> MüF. Heft 45—47 Abb. 108, 131, 147, 165, 172, 186, 246, 254, 256, 258, 268, 270, 280. — DAF. Heft 12 Abb. 4, 7, 36, 39, 43, 46, 70, 72, 76, 92, 97, 110, 128, 136, 144, 150.

<sup>12)</sup> Prof. Dr.-Ing. Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion. 1911. III. Aufl. Seite 141 Abb. 133.



Desgleichen führt Saliger auf Grund seiner neueren Versuche an<sup>13)</sup>:

„Tatsächlich erfolgt durch die lotrechten und schrägen Risse die Ausschaltung von Querschnittsteilen, so daß die Voraussetzung der einheitlichen Wirkung von Beton und Eisen und damit auch das Merkmal des Balkens verloren geht.“

Eine ähnliche Ansicht vertritt Mörsch<sup>14)</sup>:

„Nachdem sich die ersten Risse gebildet haben, tritt eine Änderung in der Verteilung des Gleitwiderstandes ein. An der Reißstelle wird die Eisenzugkraft plötzlich größer, während der Beton in der unteren gerissenen Zone spannungslos wird.“

Aus seinen Versuchen schließt Schüle wie folgt:<sup>15)</sup>

„In Wirklichkeit ändern diese ersten Risse wohl nicht viel an den Spannungen im Eisen, aber sie sind das Zeichen für das beginnende Lösen von Beton und Eisen im mittleren Teile des Balkens und für die Ausdehnung der Zerstörung im Beton des Zuggurtes gegen die Balkenenden zu.“

Aus diesen nach dem ursprünglichen Texte zitierten Ansichten der hervorragendsten Eisenbetonforscher geht hervor, daß den bei den Versuchsbalken sich bildenden ersten Haarrissen wie den Seitenrissen eine unrichtige Wirkung beigemessen wird. Aus solchen Anschauungen, wie den hier angeführten, erklärt sich die bisherige Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone, wie sie durch die bisherige Theorie im Gegensatz zur wirklichen statischen Zusammenwirkung des Zugbetons vertreten wird.

Aus den obigen Versuchsergebnissen zeigt sich dagegen klar die Unrichtigkeit der bisherigen Ansichten von der Nichtmitwirkung des Zugbetons und von seiner angeblich geringen Dehnungsfähigkeit. Durch eine günstige Verteilung der Eiseneinlagen kann der Konstrukteur sehr wohl eine allmählich fortschreitende Ausdehnung des Zugbetons erzielen, so daß dann die Bruchrisse erst beim Überschreiten der Streckgrenze sich öffnen.

Auffallend ist bei den Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, daß bei allen (wenn auch mit günstiger Anordnung der Bewehrung versehenen) Balken sich die Querrisse trotz dem unter verhältnismäßig niedrigen Lasten bilden. Dabei darf nicht übersehen werden, daß hier (besonders bei den Schrägeisen) die mittlere Achse der Längseinlagen oft 30 mm (und mehr)

von der Balkenunterfläche (sowie von den Seitenflächen) entfernt ist, was die Rissebildung bedeutend unterstützt. Dennoch können die Risse nicht tiefer in den unter den Einlagen befindlichen Zugbeton eindringen.

Wenn sich die in der äußersten Schicht zwischen den mit Zement verklebten Sandkörnern befindlichen Zwischenräume als beispielsweise 0,1 mm breite Risse öffnen, so darf diese Reißbreite nur als örtliches Durchreißen der die Sandkörner verbindenden Zementhaut betrachtet werden. Jeder Zwischenraum zwischen den äußeren Sandkörnern wird durch die Sandkörner der inneren Schicht abgeschlossen<sup>16)</sup>, so daß das Öffnen solcher in der äußersten Schicht befindlicher Fugen durch die inneren Schichten aufgehalten wird. Wenn also unter einer gewissen Laststufe ein kurzer in der äußeren Schicht der Sandkörner sich bildender Riß zu den intensiv verbundenen Sandkörnern der inneren Schicht gelangt, dann kann sich trotz der weiteren Laststeigerung jener Riß nicht mehr verlängern, sondern es wird sich irgendwo in den ungenügend von Zement ausgefüllten Fugen der Nachbarquerschnitte als Fortschreiten des ersten ein neuer Riß bilden, wie dies auf vielen Photographien der Seiten- und Unterflächen der Versuchsbalken beobachtet wurde.

Über die Möglichkeit des Durchdringens der Querrisse zu den Einlagen im Zugbeton kann man auch aus dem Verhältnis der Reißbreite (R) zur Stärke der unter den Einlagen befindlichen Betonschicht (S) schließen. Dieses Verhältnis betrug bei den fast über die ganze Höhe der Seitenfläche reichenden Rissen<sup>17)</sup>:

Versuchsbalken	RiB	Belastung kg	Verhältnis $\frac{R}{S}$
Reihe 46 Nr. 602	(a)	28 000	$\frac{0,020}{40} = \frac{1}{2000}$
„ 47 „ 604	(c)	16 000	$\frac{0,008}{40} = \frac{1}{5000}$
„ 53 „ 596	(e')	10 000	$\frac{0,008}{50} = \frac{1}{6250}$
„ 55 „ 630	(m)	10 000	$\frac{0,008}{50} = \frac{1}{6250}$
„ 49 „ 613	(c)	12 000	$\frac{0,004}{40} = \frac{1}{10 000}$
„ 64 „ 695	(r)	16 000	$\frac{0,004}{40} = \frac{1}{10 000}$

<sup>13)</sup> SuV. 1913 Seite 29 Abb. 86 bis 88.

<sup>14)</sup> Prof. Dr. Mörsch, Der Eisenbetonbau. 1912, IV. Aufl. Seite 266.

<sup>15)</sup> Mitteilungen der Eidg. Materialprüfungsanstalt 1906 Seite 135.

<sup>16)</sup> DAFÉ. Heft 12. Abb. 59, 60, 71, 87, 88, 97, 107, 108, 132, 143, 148, 161, 162, 175, 176. — DAFÉ. Heft 20. Abb. 35, 68, 73.

<sup>17)</sup> DAFÉ. Heft 12 u. 20.

Die Länge dieser Risse erstreckte sich fast über die ganze Höhe der Seitenfläche. Das Öffnen der Risse nach der Tiefe müßte 2000 bis 10 000 mal größer sein als die wagerechte Rißbreite, damit die Risse nur erst zu der äußersten Lage der

Längseisen durchdringen könnten. Da aber schon die Rißbreite allein nur sehr allmählich wuchs, konnte auch die Tiefe der Risse in der Richtung nach den Einlagen sich nicht wesentlich stärker vergrößern.  
(Fortsetzung folgt.)

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.*

*L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Neuerungen im Bau von Ringmühlen. Von M. Hinrichsen. An Abbildungen werden Verbesserungen der auch in der Zementindustrie immer mehr beliebten Ringmühlen gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 96.

Mörtel- und Betonmischmaschinen. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab in Heidelberg. In der sehr ausführlichen Abhandlung werden die wichtigsten Bauarten der Mischmaschinen je nach der Art des Mischvorgangs an Hand von Ausführungen mit sehr vielen guten Abbildungen besprochen. Der Brückenbau 1916. Heft 14 u. 15.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

Prüfung von Eisenportlandzement bei Lufterhärtung im Vergleich zur Wasserhärtung. Von Dr. F. Hart. Die Ergebnisse der vom Kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West für den Verein Deutscher Eisenportlandzementwerke angestellten Versuche werden kurz mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1916, Nr. 99.

Über neuere Versuche im Eisenbau. Von C. Haberkalt. Mitteilungen über die geplanten Arbeiten des vom Verein deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken eingesetzten „Ausschusses für Versuche im Eisenbau“. Besprechung der Versuche über den Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen. Mit Abbildungen. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916, Heft 29.

Die Bestrebungen des Deutschen Eisenbauverbandes und seine Versuche auf dem Gebiete des Eisenbaues. Von W. Br. Gutacker, Darmstadt. Die Einrichtungen und Ziele des Verbandes und seine geplanten und schon ausgeführten Versuche werden besprochen. Mit Abbildungen. Der Eisenbau 1916. Nr. 8.

#### 3. Wirtschaftliches.

Die Zementverordnung und laufende Bauverträge. Von Dr. Seller. Der Einfluß der Bundesratsverordnung über die Einschränkung der Zementherzeugung auf die Bauverträge wird untersucht. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 91.

Die Einschränkung der Zementindustrie und ihre Vorteile. Von E. Sack. Der Aufsatz bespricht die Vorteile, die aus der Bundesratsverordnung zu erwarten sind. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 93.

### II. Theorie.

Berechnung des kleinsten Trägheitsmomentes der hierunter dargestellten Säulenprofile. Von Oberingenieur J. Schmidt, Dortmund. Verfasser gibt ein sehr einfaches Verfahren, um das bei der Knickung allein in Frage kommende kleinste Trägheitsmoment von Säulen zu berechnen, die aus zwei gleichen Einzelprofilen so zusammengesetzt sind, daß ihre Hauptachsen zu einander rechtwinklig stehen, und sobald das Einzelprofil eine Symmetrieachse hat. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1916. Bd. 60, Nr. 33.

Über die Bestimmung von Eisenbetonquerschnitten bei exzentrischen Druckkräften. Von Dipl.-Ing. Walther Kunze. Armierter Beton 1916. Heft 8.

Statische Untersuchung durchbrochener Wandträger in Eisenbeton. Von J. Kasarnowsky, Dipl.-Ing. E.T.H. Zürich. Die im modernen Hochbau häufig vorkommenden Wand- und Fassadenverschiebungen verlangen besondere Entlastungsträger. Oft muß eine Wand in ganzer Stockwerkshöhe als solcher Träger ausgebildet werden. Durch die Aussparungen für Türen usw. wird deren Tragfähigkeit erheblich geschwächt. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Berechnung dieser geschwächten Stellen. Die hierfür entwickelten Gleichungen gestatten auch verwickeltere Fälle verhältnismäßig einfach zu berechnen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 68. Nr. 6.

Berechnung eines in einer wagerechten Ebene gebogenen Trägers. Bei einer solchen Anordnung, z. B. über dem Eingang eines Eckhauses, liegt Durchbiegung mit Drehung (Torsion) gepaart vor. Für diesen Fall, der außerhalb des Gebietes der gewöhnlichen statischen Berechnungen liegt, werden die einfachen brauchbaren Formeln mitgeteilt, die W. J. M. van de Wypersse in „De Ingenieur“ Nr. 29, 1914 ableitet. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 65.

Zur Berechnung der teilweisen Einspannung. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Wiesbaden. Im Gegensatz zu Prof. Hager (s. L. 1916 Heft 6, II) führt Verfasser nicht den plattenbalkenförmigen Querschnitt, sondern nur den Rechteckquerschnitt des Balkens allein in die Rechnung ein und erhält damit einfachere Formeln, die sich graphisch leicht darstellen und für die Praxis bequem verwenden lassen. Zeitschrift für Betonbau, 1916. Heft 4.

Die schematisch-rechnerische Auflösung der allgemeinen sowie der drei- und fünfgliedrigen Elastizitätsgleichungen. Von Dr.-Ing. Dr. sc. nat. Victor Lewe, Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg. Die vom Verfasser gegebene Lösung ist eine allgemeine, die sich nicht nur auf die sogenannten diagonalen Elastizitätsgleichungen beschränkt. Das Verfahren wird allgemein abgeleitet und an Beispielen erläutert. Der Eisenbau 1916. Nr. 8, — s. L. 1916, Heft 6, II.

Kontinuierliche Träger auf 4, 5 und 6 Stützen unter verschiedenartiger Belastung. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. In mehreren Zusammenstellungen werden die Formeln für solche Träger übersichtlich geordnet aufgeführt und an mehreren Zahlenbeispielen ihre Verwendung gezeigt. Der Industriebau 1916. Heft VII.

Berechnung kreisförmiger Überwölbungen. Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Magdeburg. Für die Berechnung weitgespannter Tonnengewölbe mit gleichmäßig über den Gewölbumfang verteilter Belastung werden eine Anzahl einfacher Formeln und entsprechende Zahlenwerte angegeben, die Verfasser bei Ausführungen solcher Gewölbeberechnungen ermittelt hat. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen 1916. Nr. 16.

Vergleichende Untersuchung der günstigsten Form von Bogenträgern und versteiften Bogensehnenträgern. Von Baurat G. Th. Hoech, Kolberg. Ausführliche theoretische Abhandlung. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII.

Berechnung von Düchern aus Eisenbeton. Von Wilhelm Becker, Bauingenieur, Frankfurt a. M. Für die verschiedene Lagerung von Düchern werden die Belastungsfälle untersucht und die zugehörigen Momente, Abmessungen und Spannungen berechnet. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII.

Statische Untersuchung des Bohlwerks für Kammin bei Wiek auf Rügen. Von Dipl.-Ing. H. Martin, Stralsund-Greifswald. Neben der Beschreibung des etwa 3 m hohen, zweiteiligen Bohlwerks wird ausführlich die statische Untersuchung mitgeteilt, die einmal rechnerisch wie zeichnerisch nach der alten Art durchgeführt worden ist, dann aber auch das sehr schnell zum

Ziel führende und besonders übersichtliche Verfahren nach den Erddrucktabellen von M. Möller angibt. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII.

Näherungsformeln zur Berechnung von Klötzchenholzbrücken. Von Dr. Leo Hauska, k. k. Adjunkt a. d. Hochschule für Bodenkultur in Wien. Es werden insbesondere die Widerstands- und Trägheitsmomente der verschiedenen bei diesen Bauten verwendeten Hölzer abgeleitet. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1916. Heft 30.

### III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauten. Von Regierungs- und Baurat Schaper, Stettin. Der Aufsatz befaßt sich mit den Untersuchungen und wissenschaftlichen Erörterungen, die zu dieser Frage in den letzten Jahren angestellt worden sind. Der Eisenbau 1916 Nr. 8, — s. L. 1916, Heft 3, III.

Zerstörungen an Betonrohren in Schweden. Von H. Johannsen. Die Ursachen der Zerstörung werden untersucht. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 94.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die Belastungsannahmen, Klasseneinteilung, Breitenabmessungen und zulässigen Beanspruchungen von Straßenbrücken. Von Schaper, Stettin. Die für die verschiedenen Staaten und Städte bestehenden Belastungsvorschriften, die wirklichen bei Straßenbrücken vorkommenden Belastungen, wie sie von Kayser und Bertschinger nach neueren Veröffentlichungen ermittelt worden sind, und die Vorschläge von Professor Kayser für einheitliche Belastungsvorschriften werden eingehend besprochen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 61.

Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Vorschläge für die Vereinheitlichung von Professor H. Kayser. Von W. Gutacker. Mitteilung und kritische Besprechung dieser Vorschläge. Zeitschrift für Betonbau 1916. Heft 8.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Geflügelstallungen aus Beton. Die Herstellungsart billiger kleiner Betonhäuser für Geflügelställe wird mit Abbildungen beschrieben. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII.

Gegen die Abschaffung des österreichischen Ziegelmaßes. Von Dr. Kapaun. Wien. Unter den vielen Vorteilen, die Verfasser für Beibehaltung des großen Ziegelmaßes anführt, wird auch die Mörtelfrage mit berücksichtigt.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916. Heft 32.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Eisenbetonkonstruktionen bei dem Stadtmuseum Stettin. Von Stadtingenieur Weidmann, Stettin. Von den umfangreichen Beton- und Eisenbetonkonstruktionen, die bei diesem großen Museumsbau auf der Hakenterrasse verwendet worden sind, wird über die statische Berechnung der verschiedenen Decken und der Kuppel berichtet. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII.

Maßnahmen gegen Schall- und Erschütterungserscheinungen in industriellen und gewerblichen Betrieben. Von Ingenieur G. Hartmann. Verfasser bespricht ausführlich die Ursachen dieser Erscheinungen, die verschiedenen Baustoffe und deren Verwendung zur Vermeidung und Verminderung der Folgewirkungen. An Abbildungen wird die Anwendung gezeigt. Der Industriebau 1916. Heft VIII.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Neubauten der Hindenburg-Brücke und der Rosentaler Brücke in Breslau. Die Hindenburg-Brücke besteht für die Öffnung über dem Schifffahrtskanal aus einem Betonbogenträger mit angehängter Fahrbahn von 54,9 m Weite dessen Betonbogen umschnürte Gußeiseneinlagen nach dem Verfahren von Dr.-Ing. v. Emperger erhielt. An ihn schließen sich 5 massive, gewölbte Brückenöffnungen ohne Gelenke von 27,8 bis 33,5 m Spannweite an. Die Rosentaler Brücke hat eiserne Überbauten. Nähere Beschreibung der Bauwerke mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 68.

Gesprenzte Brücken in Eisenbeton. Die Wirkung von Sprengungen, welche die Russen an der Straßenbrücke über die Złota Lipa bei Brzezany ausführten, wird mit Abbildungen beschrieben. Beton und Eisen 1916. Heft XII/XIII, — s. L. 1916. Heft 8, V 3.

Reise-Eindrücke aus Nord-Amerika. Von Prof. A. Rohn, Zürich, Schweizer. Delegierter am Internationalen Ingenieurkongreß 1915 in San-Francisco. In dem Bericht, der kein rein technischer ist, werden Angaben über eine große Zahl amerikanischer bedeutender Ingenieurbauten, insbesondere Brücken gemacht. Mit vielen Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 68. Nr. 7, 8 und 9.

## 4. Ausführungen im Wasserbau.

Der erste Ausbau des Murgwerks. Von Oberbauinspektor Schuler in Forbach in Baden. Von der ersten Ausbaustufe, die zurzeit im Bau

begriffen ist, werden die wichtigsten Bauteile in großen Umrissen beschrieben, wie die Murgfassung bei Kirschbaumwasen durch ein 17 m hohes Stauwehr, der Murgstollen, das Wasserschloß, die Druckrohrleitung, die Kraft- und Schalt-hausanlage und das Wehr bei Forbach. Mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 69.

Die Kraftwerke der Schweizer Bundesbahnen am Gotthard. Die beiden Wasserkraftanlagen für die Einführung der elektrischen Zuförderung auf der Gotthardbahn, das Kraftwerk Amsteg für die Nordseite und das Kraftwerk Ritom für die Südseite, werden nach Leistung und Planung der einzelnen Bauwerke mit Abbildungen allgemein beschrieben. Schweizerische Bauzeitung 1916. Bd. 68. Nr. 4 und 5.

Entwässerung der Schleusen hinterfüllung. Von Dr.-Ing. Winkel, Königl. Regierungsbaumeister, Eberswalde. Die Vorteile und Nachteile und die zweckmäßigste Anlage einer Entwässerung der Hinterfüllung von Schleusenmauern werden untersucht. Mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 63.

Buhnenbauten unter Zuhilfenahme von Beton-Senkwellen in der Donau unterhalb Ulm zur Beseitigung einer Stromschnelle. Von Stadtbaurat Göller in Ulm a. D. Für die Herstellung von Staubuhnen, die wegen der großen Strömung nicht aus Faschinenbauten ausgeführt werden konnten, sind Betonsenkwellen oder Betonsenkwalzen, wie sie erstmals in Österreich an der Eisack mit Erfolg angewendet wurden, benutzt worden. Die Herstellung, Versenkung und Kosten dieser leicht armierten Betonsenkwellen werden mit Abbildungen mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung 1916. Nr. 15.

Buhnenbauten zur Beseitigung einer Stromschnelle in der Donau unterhalb von Ulm. Von Göller, Stadtbaurat, Ulm. Der Aufsatz behandelt dieselbe Sache. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 66.

## 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

England und der Plan einer Tunnelverbindung unter dem Ärmel-Kanal. Die verschiedenen Entwürfe für eine solche Entwicklung werden geschichtlich kurz angeführt, einige der neueren Pläne für eine Überbrückung und Untertunnelung mit Abbildungen ausführlicher besprochen. Deutsche Bauzeitung 1916. Nr. 60 u. 61.

## VI. Allgemeine Fragen.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Blasewitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.